

VISIT...

LANZAROTE
Caliente.COM

М. Е. ГИБШМАН, В. И. ПОПОВ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ,
ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ

Допущено
Министерством высшего
и среднего специального образования СССР
в качестве учебника для студентов
высших учебных заведений,
обучающихся по специальности
«Мосты и транспортные тоннели»



МОСКВА "ТРАНСПОРТ" 1988

Гибшман М. Е., Попов В. И. Проектирование транспортных сооружений: Учебник для вузов. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Транспорт, 1988. 447 с.

Изложены вопросы конструирования и расчета железобетонных и металлических эстакад, путепроводов, сложных многоярусных пересечений, пешеходных мостов, монорельсовых дорог и подпорных стен городских набережных, а также многоэтажных надземных автостоянок и вертолетных площадок. Приведены сведения о городских мостах, связанные с их планировкой и организацией движения на подходах к ним. Отражены особенности архитектуры городских мостов и транспортных сооружений.

По сравнению с первым изданием (1980 г.) учебник дополнен новыми конструктивно-технологическими решениями, отражающими современный уровень проектирования транспортных сооружений.

Для студентов автомобильно-дорожных вузов и факультетов, обучающихся по специальности «Мосты и транспортные тоннели». Ил. 286, табл. 28, библиогр. 31 назв.

Учебник написали: проф. М. Е. Гибшман — пп. 1.1—1.3, гл. 2, 3, 5, кроме п. 5.1, 5.2, 9.15 и 16, гл. 4, кроме п. 4.3, гл. 6, кроме пп. 6.11 и 6.2, гл. 8, кроме пп. 8.3, 8.4, п. 10.5, пп. 11.5, 11.6, п. 12.5, п. 13.4, гл. 14, кроме п. 14.3, 14.5, п. 17.3; доц. В. И. Попов — предисловие, гл. 1, кроме пп. 1.1—1.3, п. 4.3, пп. 6.1, 6.2, гл. 7, пп. 8.3, 8.4, гл. 10, кроме п. 10.5, гл. 11, кроме пп. 11.5—11.6, гл. 12, кроме п. 12.5, гл. 13, кроме п. 13.4, пп. 14.3, 14.5, п. 17.1, 17.2.

Рецензенты:

д-р техн. наук. А. Л. Цейтлин

д-р техн. наук проф. К. Х. Толмачев (кафедра «Мосты» СибАДИ)

Заведующий редакцией В. Г. Пешков

Редактор К. М. Ивановская

Г $\frac{360102000-147}{049(01)-88}$ 103-88

ISBN 5-277-00006-2

© Издательство «Транспорт». 1980.
© Издательство «Транспорт». 1988
с дополнениями

ПРЕДИСЛОВИЕ

Рост числа автомобилей и других транспортных средств в городах и увеличение скоростей их движения ведут к необходимости создания разветвленной сети улиц и дорог с эстакадами, пешеходными мостами, путепроводами и многоярусными транспортными пересечениями. Высокий уровень автомобилизации связан также с возведением многоэтажных надземных стоянок. Эффективной организации движения в современных городах способствуют набережные с подпорными стенами вдоль рек и каналов, а также эстакады монорельсовых дорог. С повышением роли вертолетного транспорта в перевозках пассажиров все большее распространение получает строительство вертолетных площадок над поверхностью земли.

Проектирование перечисленных выше городских транспортных сооружений составляет содержание предлагаемого учебника. После выхода первого издания учебника, подготовленного д-ром техн. наук, проф. М. Е. Гишманом, в области проектирования транспортных сооружений произошли значительные изменения. Выдвинутая на апрельском (1985 г.) Пленуме ЦК КПСС и одобренная XXVII съездом нашей партии стратегия ускорения социально-экономического развития страны ставит перед инженерами-мостовиками задачу кардинального улучшения проектирования транспортных сооружений. Поэтому особое значение приобретает профессиональная подготовка квалифицированных кадров, способных с наибольшей отдачей использовать в своей практической деятельности новейшие достижения строительной науки.

Учитывая, что основная часть городских транспортных сооружений как в СССР, так и за рубежом выполнена из предварительного ил-пряженного железобетона, конструктивным решениям и методам расчета железобетонных эстакад и путепроводов в учебнике отведено значительное место.

В СССР строительство транспортных сооружений в городах идет главным образом по пути применения рациональных сборных железобетонных пролетных строений, прогрессивной технологии изготовления и монтажа.

В эстакадах и путепроводах применяют такие прогрессивные конструкции, как многопролетные плитные, плитно-ребристые и коробчатые пролетные строения балочно-неразрезной и рамной систем. С целью повышения безопасности движения под сооружениями и улучшения архитектурных достоинств в качестве опор для несущих конструкций применяют стойки, обеспечивающие точечное опирание.

Одной из особенностей современного мостостроения является связь конструктивных решений пролетных строений с технологией изготовления и монтажа. Разработанные во ВНИИ транспортного строительства конструкции железобетонных пролетных строений из блоков ПРК, имеющие высокие технико-экономические показатели и архитектурные достоинства, позволяют их широко применять в городских сооружениях с косым и криволинейным расположением в плане. В условиях сложившейся городской застройки возводимые эстакады часто имеют несимметричное поперечное сечение и сложное очертание в плане, что требует при проектировании использовать специальные методики расчета, основанные на применении векторной алгебры и ЭВМ.

В ряде случаев в городских условиях оказываются целесообразными эстакады и путепроводы с металлическими пролетными строениями. Отечественный и зарубежный опыт мостостроения показывает, что в городских транспортных сооружениях, выполненных из металла, наибольшее распространение нашли сплошнотенчатые пролетные строения. Именно этим конструкциям в учебнике и уделено внимание. При проектировании металлических эстакад и путепроводов экономичность решений достигается применением прогрессивных конструкций и повышением эффективности использования материалов.

Для наиболее совершенных пролетных строений с замкнутой формой поперечного сечения важное значение приобретают расчеты на кручение криволинейных несущих конструкций, расчеты по обеспечению жесткости сечений, устойчивости плит и стенок.

Повышение качества проектирования связывают в настоящее время с автоматизацией процесса проектирования транспортных сооружений. С разработкой и внедрением систем автоматизированного проектирования у нас в стране возникает необходимость изучения студентами основ автоматизации проектирования.

В учебник включены материалы по расчету на кручение коробчатых железобетонных и металлических пролетных строений эстакад по теории тонкостенных стержней с деформируемым контуром.

В настоящем издании рассмотрены вопросы расчета на прочность железобетонных коробчатых сечений при учете совместного действия изгиба и кручения, неравномерности распределения напряжений по ширине сечений, устойчивости элементов стальных пролетных строений, расчета поперечных связей и диафрагм.

Специфичными транспортными сооружениями городов являются пешеходные мосты. Наряду с балочными, арочными и рамными системами в последние годы в СССР и других странах появились вантовые пешеходные мосты, что потребовало рассмотреть их конструктивные особенности в учебнике.

Обновлены материалы, связанные с проектированием элементов проезжей части городских мостов и транспортных сооружений и конструкций многоэтажных надземных автостоянок.

Во втором издании учтены требования новых норм проектирования СНиП 2.03.05-84. «Мосты и трубы».

Глава 1 ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1.1. ВИДЫ ГОРОДСКИХ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Все искусственные сооружения, построенные в городах, можно разделить на четыре основные группы:

- 1) пересекающие естественные препятствия местности;
- 2) предназначенные для улучшения условий движения транспортных средств и пешеходов;
- 3) обеспечивающие движения специальных видов транспорта;
- 4) необходимые для непродолжительной стоянки автомобилей.

К первой группе сооружений относятся мосты и виадуки¹.

Мосты возводят через водные преграды (реки, озера, морские проливы и т. д.), а виадуки — через глубокие лога и ущелья. Мост и виадук обеспечивают движение автомобилей и переходов по улице или автомагистрали. Их конструкция определяется главным образом видом препятствия, его характеристиками, а также транспортными требованиями.

Сооружения всех остальных групп по существу выделились в самостоятельный вид, специфичный для городских условий, и поэтому такие сооружения будем в дальнейшем называть городскими транспортными сооружениями.

Путепроводы и эстакады можно отнести ко второй группе сооружений. Путепроводом называют мостовое сооружение через автомобильную или железную дорогу или улицу (рис. 1.1). Путепроводы, используемые только для пропуска пешеходов над автомагистралью, следовало бы называть пешеходными путепроводами, но их обычно называют пешеходными мостами.

Под эстакадой понимают сооружение для беспрепятственного пропуска автотранспортных средств над поверхностью земли. Если путепроводы возводят только на пересечениях транспортных магистралей, то область применения и назначения эстакад значительно шире. Эстакады применяют в следующих случаях: на пересечениях двух и более транспортных магистралей, для увеличения пропускной способности улиц, для пропуска скоростных автомагистралей над городской застройкой независимо от сложившейся сети улиц, на подходах к большим мостам вместо высоких насыпей, на подходах к местам скопления большого числа автомобилей (вокзалам, аэродромам, гостиницам, ста-

¹ Эти сооружения рассмотрены в курсах проектирования мостов. Здесь приведены те их особенности, которые связаны с требованиями условий города.

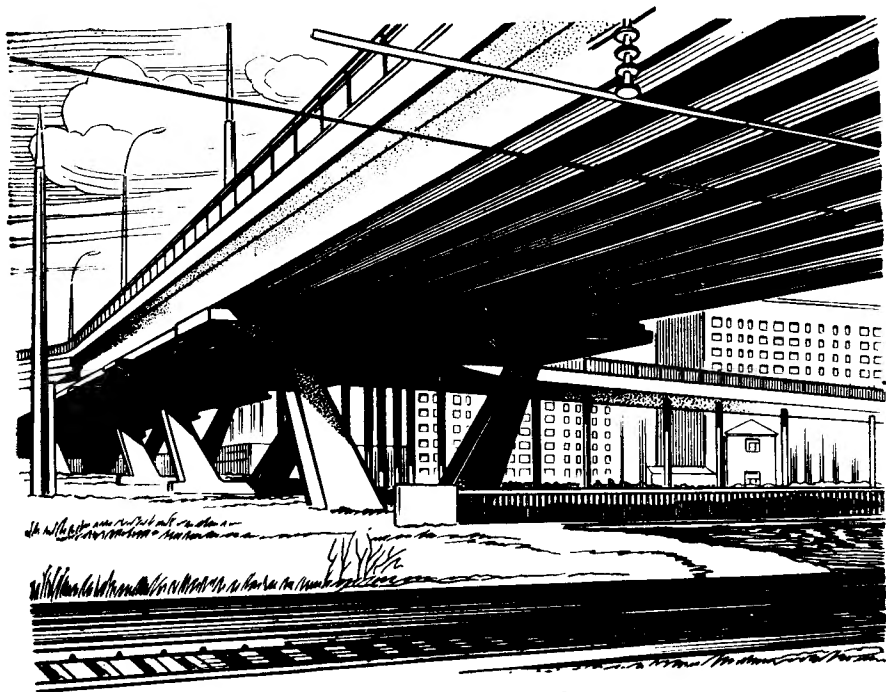


Рис. 1.1. Путепровод в Москве

дионам), для уширения набережных и организации движения вдоль рек, на косогорах, болотах и в других сложных условиях взамен насыпей и подпорных стен.

По расположению в плане различают прямо-, криволинейные, разветвляющиеся, кольцевые и спиральные эстакады; по числу уровней движения — одно- и многоярусные. Эстакады предназначены в основном для пропуска автомобильного и других видов городского транспорта. Весьма редко по ним организуют одновременно и пешеходное движение. По условиям службы эстакады могут быть постоянными, обеспечивающими движение на весь срок их эксплуатации, и временными (сборно-разборными).

Сложные транспортные пересечения, основными составляющими которых являются многоярусные эстакады под различные направления движения (рис. 1.2), распространены в городах со сложной уличной сетью и на подходах к крупным мостам.

В тех случаях, когда существующая улица не обеспечивает необходимую пропускную способность, вдоль них устраивают эстакады с одним или несколькими уровнями движения. В условиях сформировавшейся городской застройки это практически единственный способ обеспечения пропуска необходимой интенсивности движения. При организации движения вдоль городских набережных увеличение их пропускной способности достигается сооружением эстакад в пределах русла рек. В ряде случаев возникает необходимость пропуска больших

транспортных потоков в определенном направлении, не совпадающим с сетью улиц. Тогда возможен вынос движения на эстакаду, проходящую над городскими строениями в избранном направлении. Эта эстакада может быть транзитной или иметь ответвления для связи с улицами пересекаемого района.

Необходимость в возведении эстакад возникает у аэропортов, крупных гостиниц, стадионов, в речных и морских портах. Эстакады в таких местах должны соответствовать их общему архитектурному облику и поэтому часто имеют достаточно сложную форму. В городах, расположенных в сильно пересеченной или гористой местности, возможно устройство эстакад вдоль склонов.

К сооружениям второй группы можно отнести и подпорные стены городских набережных, так как они обеспечивают проезд транспорта вдоль рек, играя одновременно роль регуляционных сооружений реки и элементов архитектурного ансамбля города.

К третьей группе городских транспортных сооружений следует отнести эстакады монорельсовых дорог, по которым перемещаются вагоны с пассажирами. В эту группу входят и вертолетные площадки, обеспечивающие как эстакады монорельсовых дорог транспортную связь центра города с его окрестностями. Вертолетные площадки располагают как на поверхности земли, так и на крышах высоких зданий.

И наконец, обилие автомобилей в городах требует организации мест их стоянки. В центральных частях города редко можно найти достаточно свободную площадь для устройства наземных стоянок, что приводит к заполнению улиц стоящими автомобилями и ухудшению их пропускной способности. Во многих случаях экономически выгодно строить надземные многоэтажные стоянки, относящиеся к сооружениям

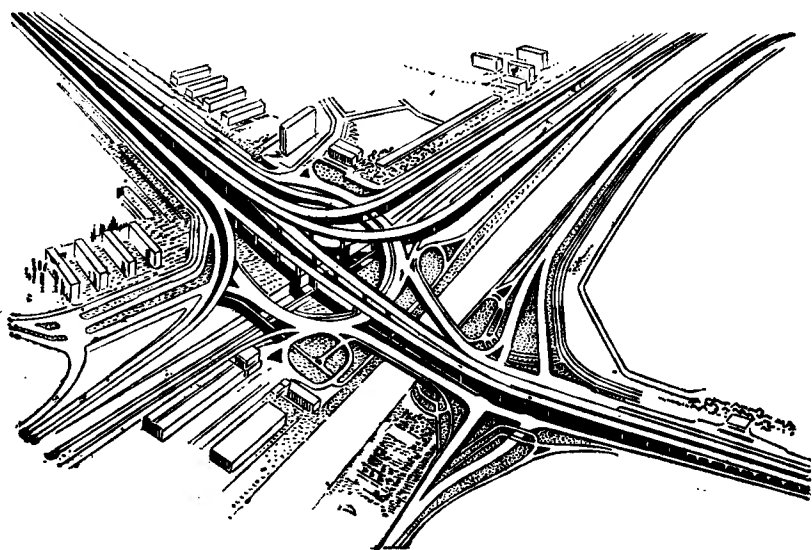


Рис. 1.2. Четырехъярусное транспортное пересечение в Роттердаме (Нидерланды)

четвертой группы. Их располагают в районах скопления большого числа автомобилей в пределах пешеходной доступности от объектов административного, культурного или бытового назначения. Иногда многоэтажные стоянки занимают несколько этажей зданий.

Все перечисленные выше транспортные сооружения, хотя и разнообразны по конструкции, но имеют единое назначение, заключающееся в обеспечении эффективной работы транспорта в условиях города.

1.2. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ГОРОДСКИМ МОСТАМ

Городские мосты относятся к ответственным инженерным сооружениям, и к ним предъявляется ряд требований.

Производственно-эксплуатационные требования сводятся к обеспечению удобного и безопасного движения по мосту и судоходства под ним. Конструкции пролетных строений и опор должны быть рациональными для изготовления и возведения, а также удобными в эксплуатации.

Расчетно-конструктивные требования направлены на обеспечение прочности, жесткости и устойчивости конструкций моста в течение всего срока службы. Сооружение и его элементы должны быть стойкими против воздействия воды, температуры, льда, вредных примесей, содержащихся в воздухе и воде, и т. д.

Экономические требования состоят в необходимости при проектировании выбора решения, требующего наименьшей затраты средств и материалов на строительство при возможно меньшей трудоемкости работ по возведению сооружения. Кроме того, к городским мостам предъявляется требование по экономическому обоснованию положения моста и наиболее выгоднейшей ширины, которые могут быть решены на основе анализа ожидаемой интенсивности движения с учетом предполагаемой перспективы развития города.

Помимо перечисленных выше требований, характерных и для автомобильных мостов, к городским мостам предъявляются повышенные архитектурно-планировочные требования.

Архитектурный облик моста должен гармонично сочетаться с окружающей городской застройкой, которая может влиять как на вид, так и на систему моста. Архитектурные требования в наибольшей степени удовлетворяются в мостах с ездой поверху. Лишь в исключительных случаях в городских условиях допускаются мосты с ездой понизу.

Мост по своему расположению в плане и профиле должен соответствовать генеральному плану города и прилегающих к нему районов. Должно быть обеспечено удобное сопряжение подходов к мосту с расположенными вблизи улицами. Положение моста в городе определяется чаще всего не гидрологическими условиями реки, а числом и интенсивностью подходящих к нему транспортных потоков, направляющихся с прилегающих улиц.

Наличие набережных рек требует расположения опор моста в створе подпорных стен или на таком расстоянии от них, чтобы обеспечивалось неизменное напряженное состояние в грунтах оснований набережных.

Из-за сложности устройства протяженных подходов к городским мостам могут предъявляться требования обеспечения минимальной по условиям судоходства их высоты.

Городские мосты, как правило, пропускают пешеходные потоки и обеспечивают велосипедное движение, что требует устройства тротуаров и специальных дорожек на проезжей части, сходов на набережные. При планировке мостов следует учитывать также возможность прокладки по ним различных городских коммуникаций (электрокабелей, газо- и водопроводов и т. д.).

Рассмотрим более подробно требования по выбору места расположения моста и планировки его подходов.

Городской мост представляет собой элемент уличной сети, и его расположение подчиняется требованиям планировки и удобства движения городского транспорта. Через широкие реки городские мосты располагают перпендикулярно или косо по отношению к направлению течения в соответствии с трассой улиц, подходящих к мосту. Расположение мостов в плане, пересекающих узкие реки, полностью подчиняется условиям организации движения транспорта, и они могут быть косыми, криволинейными или более сложного очертания.

Городской мост располагают так, чтобы транспортные расходы проходящих через него потоков движения были наименьшими [3].

Обозначим интенсивности движения транспортных потоков по прилегающим к мосту улицам $W_1, W_2, \dots, W_4 = W_m, \dots, W_8 = W_n$, а по i -й улице через W_i (рис. 1.3, а). Выберем ось y , относительно которой будем измерять длину пути a_i отдельных потоков движения вдоль реки. Расстояние от оси y до места расположения моста обозначим через x . Тогда работа транспорта на пути, проходящем им вдоль реки до моста,

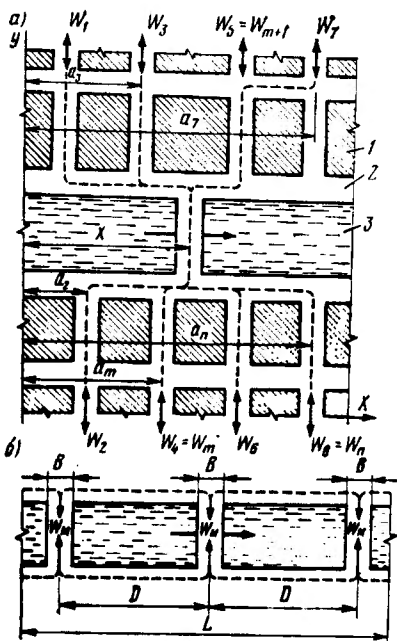


Рис. 1.3. Схемы для определения места и шага расположения городских мостов:

1 — городская застройка; 2 — улицы и набережные; 3 — река

$$A = \sum_{i=1}^m W_i (x - a_i) + \sum_{i=m+1}^n W_i (a_i - x), \quad (1.1)$$

где m — число улиц, расположенных выше оси моста (по течению); n — общее число улиц вдоль рассматриваемого участка реки.

Из условия минимума $\frac{dA}{dx} = 0$ получим

$$\sum_{i=1}^m W_i = \sum_{i=m+1}^n W_i. \quad (1.2)$$

Таким образом, наилучшее расположение моста будет в том случае, когда суммы интенсивностей потоков движения, подходящих к мосту с верховой и низовой стороны, будут одинаковыми.

На практике возникает необходимость определить шаг расположения нескольких мостов и их ширину. Предположим вначале, что все сооружаемые мосты имеют ширину, равную B , и расположены на одинаковых расстояниях D один от другого (рис. 1.3, б). Тогда стоимость возведения одного моста

$$C_c = C_0 + C_1 B,$$

а ежегодные расходы на его содержание

$$C = (\Delta + p) (C_0 + C_1 B),$$

где C_0 — расходы на строительство моста, не зависящие от его ширины; C_1 — стоимость строительства единицы ширины моста; Δ — коэффициент эффективности капиталовложений, учитывающий долю участия единовременных затрат на строительство в приведенных ежегодных строительно-эксплуатационных расходах; p — ежегодные эксплуатационные расходы на мост.

Транспортные расходы на дополнительный пробег автомобилей вдоль реки к мосту определяются зависимостью

$$C_t = rDW_m S,$$

где rD — средняя длина дополнительного пробега транспорта; W_m — интенсивность движения по одному мосту; S — ежегодная себестоимость пробега 1 маш.-км.

Суммарные ежегодные расходы, связанные со строительством и эксплуатацией мостов, а также дополнительным пробегом автомобилей на рассматриваемой длине L участка города можно представить следующим образом:

$$\Sigma C = (\Delta + p) (C_0 + C_1 B) \frac{L}{D} + rDW_m S, \quad (1.3)$$

где L/D — число сооружаемых мостов; W — суммарная интенсивность движения транспорта через реку.

Ширина каждого моста зависит от интенсивности движения по нему:

$$B = \frac{W_m}{\alpha} \quad b_0 = \frac{WD b_0}{\alpha L}, \quad (1.4)$$

где b_0 — ширина одной полосы движения по мосту; α — интенсивность движения по одной полосе проезжей части.

Подставляя выражение (1.4) в формулу (1.3), получим наиболее экономичное решение:

$$\frac{d\Sigma C}{dD} = 0,$$

откуда

$$D = \sqrt{\frac{(\Delta + p) C_0 \alpha}{r W S}} \quad (1.5)$$

Подставляя формулу (1.5) в выражение (1.4), получим наиболее рациональную ширину мостов. В том случае, когда строят только один мост, его ширину определяют ожидаемой интенсивностью автомобильного и пешеходного движения с учетом их перспективного роста. Если мост служит продолжением одной основной улицы и пересекает неширокую реку, его ширину назначают равной ширине улицы. В городах с интенсивным движением транспорта целесообразно частое расположение мостов через реку. При этом их ширину увязывают с планировкой и шириной подходящих к нему улиц.

Сопряжение городского моста с улицами может быть осуществлено в одном или нескольких уровнях.

Организация движения на подходах к городским мостам в одном уровне возможна только при незначительной интенсивности движения. Более совершенна организация движения в разных уровнях с использованием съездов на набережные. Подходы к мосту осуществляют в виде насыпей в подпорных стенах или в виде эстакад (рис. 1.4, а). Под-

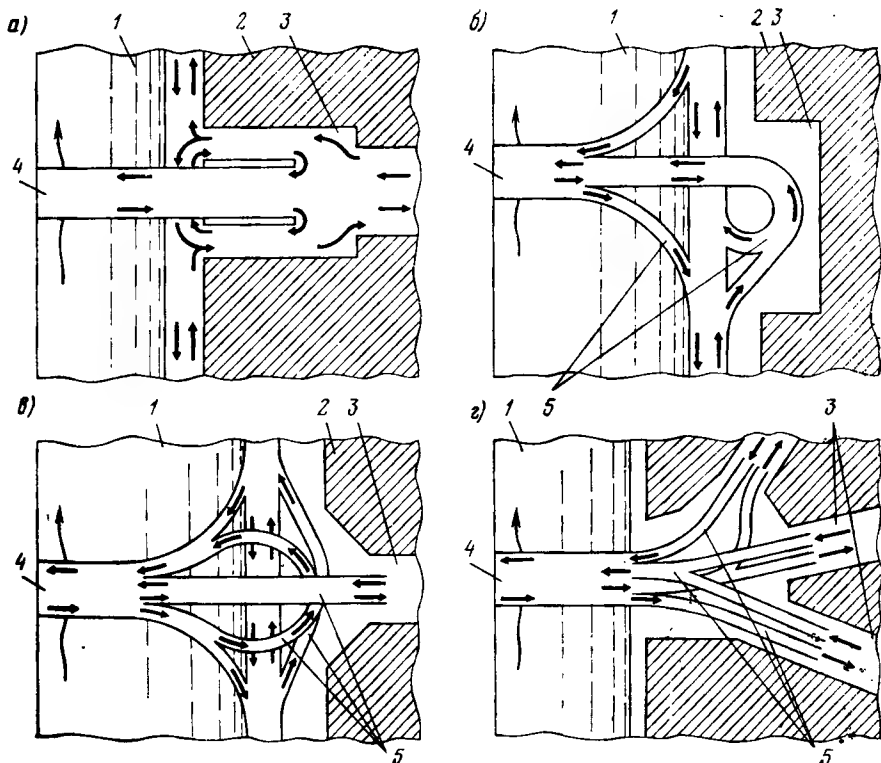


Рис. 1.4. Схемы организации движения на подходах к городскому мосту:
1 — река; 2 — городская застройка; 3 — улицы и площади; 4 — мост; 5 — эстакады

эстакадное пространство при этом может быть использовано для гаражей или стоянок автомобилей. Однако такие схемы организации движения не устраняют полностью пересечения транспортных потоков. В условиях интенсивного движения применяют сложные системы развязок с использованием эстакад.

Схемы транспортных пересечений на подходах к крупным городским мостам во многом зависят от местных планировочных условий. Если мост сопрягается только с набережной, то подходы организуют в виде криволинейных и спиральных эстакад (рис. 1.4, б). В случае сопряжения моста с набережной, а также с одной главной или несколькими разветвляющимися улицами устраивают эстакадные развязки в трех, а иногда и четырех уровнях (рис. 1.4, в, г). Во всех случаях организации движения на подходах к мосту суммарная пропускная способность подходов должна быть не менее пропускной способности моста.

Эстакады подходов стремятся разместить таким образом, чтобы при соблюдении всех требований к вертикальной и горизонтальной планировке, а также ширине проездов занимаемая ими площадь и необходимый снос окружающих строений были минимальными. Продольные и поперечные уклоны, радиусы вертикальных и горизонтальных кривых, ширину проезжей части и тротуаров городских мостов устанавливают по нормам, принятым для автодорожных и городских мостов [25].

В отдельных случаях на городских мостах предусматривают одновременное движение как автомобильного транспорта, так и поездов метрополитена. Такие совмещенные мосты часто устраивают двухъярусными с пропуском каждого вида движения по одному ярусу. Городские мосты через крупные реки или морские проливы могут пропускать все виды городского транспорта, а также железнодорожные составы.

1.3. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ЭСТАКАДАМ, ПУТЕПРОВОДАМ И СЛОЖНЫМ ТРАНСПОРТНЫМ ПЕРЕСЕЧЕНИЯМ

Производственно-эксплуатационные, расчетно-конструктивные, экономические и архитектурно-планировочные требования к эстакадам, путепроводам и сложным транспортным пересечениям такие же, как и для городских мостов. Помимо них, должны быть удовлетворены дополнительные требования, специфичные для каждого вида сооружений.

Дополнительные требования, предъявляемые к эстакадам, сводятся в основном к следующему.

1. Для эстакад, расположенных на пересечении улиц, длины пролетов определяют шириной улиц в пределах только некоторой части их длины. Рациональную длину пролетов на остальной части эстакад, а также для сооружений, находящихся в других условиях, определяют из условий их наименьшей стоимости с учетом архитектурных требований.

2. Строительная высота пролетных строений должна определяться архитектурно-планировочными и конструктивно-технологическими требованиями.

3. Опоры эстакад должны быть легкими, в наименьшей степени стеснять подэстакадное пространство, гармонировать с окружающей застройкой. Высоким требованиям должна удовлетворять отделка поверхностей опор и пролетных строений, улучшающая эстетичный внешний вид сооружения.

4. Расположение опор эстакад и выбор типа фундаментов должны быть согласованы с размещением существующих городских подземных сетей и по возможности с уменьшением работ по их прокладке.

5. На эстакадах должны удовлетворяться повышенные требования безопасности движения, так как аварии на них приводят к более тяжелым последствиям, чем на мостах. Покрытие проезжей части на эстакадах должно обеспечивать надежное сцепление с колесами транспортных средств в течение всего срока эксплуатации. По краям проезжей части должны быть предусмотрены ограждения, предохраняющие автомобили от наезда на тротуары и падения с эстакад.

6. Эстакады должны в наименьшей степени способствовать загрязнению окружающей среды. Расположение эстакад в городской застройке должно быть таким, чтобы не нарушались нормы уровня шума и загазованности у ближайших к эстакадам зданий и на прилегающей территории. Освещение эстакад не должно мешать жителям вблизи расположенных зданий.

7. Водоотвод на эстакадах в отдельных случаях следует подключать к городской сточной сети, не допуская естественного водосброса.

Разветвленные городские эстакады и сложные транспортные пересечения, помимо отмеченных выше, должны удовлетворять следующим дополнительным требованиям:

1) планировка пересечений, число ярусов, радиусы поворотов и длина подходов должны быть увязаны в комплексе с окружающей застройкой и с учетом стоимости городской территории, отводимой под пересечение;

2) форма транспортного пересечения должна определяться в основном направлением и интенсивностью пересекающихся транспортных потоков и видом их соединения.

Вертикальную планировку эстакад выполняют в соответствии с действующими нормами. Продольные уклоны не должны превышать 40‰ . Свободная высота под эстакадами должна быть не менее 5 м. Для прохода пешеходов под эстакадами в местах сопряжения пролетных строений с насыпями подходов следует обеспечивать свободную высоту под эстакадами, равную не менее 2,5 м.

Минимальные радиусы горизонтальных кривых городских эстакад составляют около 100 м. В стесненных условиях на съездах и ответвлениях эти радиусы могут быть уменьшены до 20—30 м.

К городским путепроводам предъявляют следующие требования.

1. Пролеты путепроводов и свободная высота под ними должны определяться шириной пересекаемой дороги или улицы, габаритами проезда по ним и условиями видимости под путепроводами.

2. Для путепроводов со схемой разбивки на пролеты $l_1 + l_2 + \dots + l_m + \dots + l_k$ должно соблюдаться условие: $l_1 \leq l_2 \leq \dots \leq l_m \leq \dots$

$\geq l_k$, где l_m — наибольший по длине пролет, соответствующий габаритам под путепроводом для пропуска транспортных средств.

3. Под путепроводами должны быть предусмотрены меры, предотвращающие соударение автомобилей с их элементами.

В соответствии со СНиП 2.05.03-84 основные размеры пролетных строений и опор новых сооружений должны назначаться с соблюдением принципов модульности и унификации в строительстве. Расчетные пролеты или полную длину прямых пролетных строений следует назначать равными 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 33 и 42 м, а при больших размерах пролетов — кратными 21 м.

Отступления от указанных размеров допускаются при проектировании многопролетных путепроводов, а также искусственных сооружений неразрезной, рамно-подвесной и рамно-консольной систем.

При проектировании раздельных под каждое направление движения пролетных строений расстояние в свету между смежными главными балками и фермами должно быть не менее 1 м.

Ширина эстакад или путепроводов зависит от интенсивности пропускаемого по ним движения. Ширина одной полосы движения составляет 3,5—3,75 м, а пропускная способность одной полосы при однородном легковом движении $I_0 = 1000 \div 1500$ транспортных единиц в 1 ч. Если известен состав предполагаемого движения по сооружению и интенсивность каждого вида транспорта, то приведенную интенсивность можно определить по формуле

$$I = \sum K_i I_i, \quad (1.6)$$

где I_i — интенсивность движения i -го вида транспорта; K_i — коэффициент приведения к однородному легковому движению.

Коэффициенты приведения принимают в зависимости от грузоподъемности транспортных средств следующими: для легковых автомобилей — 1, грузовых до 3 т — 1,5; грузовых от 3 до 5 т — 2, грузовых более 5 т или автобусов — 2,5, троллейбусов — 3, для автопоездов или сочлененных автобусов и троллейбусов — 4, для мотоциклов — 0,5, для велосипедов — 0,3.

Число полос движения n определяют последовательными попытками по формуле

$$n = \frac{I}{I_0 (k_{p1} + k_{p2} + \dots + k_{pn})}, \quad (1.7)$$

где I находят по формуле (1.6); k_{pi} — коэффициенты распределения движения в одном направлении по полосам, принимаемые равными $k_{p1} = 1$; $k_{p2} = 0,85$; $k_{p3} = 0,7$; $k_{p4} = k_{p5} = \dots = k_{pn} = 0,5$.

Ширину тротуара T при пешеходном движении определяют по интенсивности пешеходного движения I_s , считая, что одна полоса шириной 0,75 м пропускает поток пешеходов интенсивностью $I_t = 1500$ чел-ч. Тогда

$$T = 0,75 I_s / I_t. \quad (1.8)$$

По значениям n и T принимают ближайший нормативный габарит проезжей части и ширину тротуаров.

И ДРУГИХ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Ширину городских мостов и других транспортных сооружений назначают в соответствии с габаритами приближений, установленными действующими нормами [25].

При отсутствии трамвайного движения в состав габарита Γ входит ширина проезжей части nb , полосы безопасности P , расположенные с обеих сторон проезжей части, а также разделительная полоса C , если на сооружении предусмотрено многополосное движение в каждом направлении. Для пропуска трамвайного движения по городским мостам и путепроводам выделяется полоса шириной 7,5 м. Схемы габаритов приближения конструкций автодорожных и городских мостов приведены на рис. 1.5. При этом левая половина каждой схемы рис. 1.5, a , b , $в$ относится к случаю примыкания тротуаров к ограждениям, а правая — к случаю раздельного размещения тротуаров. На рис. 1.5 через n обозначено число полос движения, а через b — ширина каждой полосы, равная 3,75 или 3,5 м.

Размеры габаритов приближений для мостов и других транспортных сооружений, расположенных на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах, принимают в соответствии

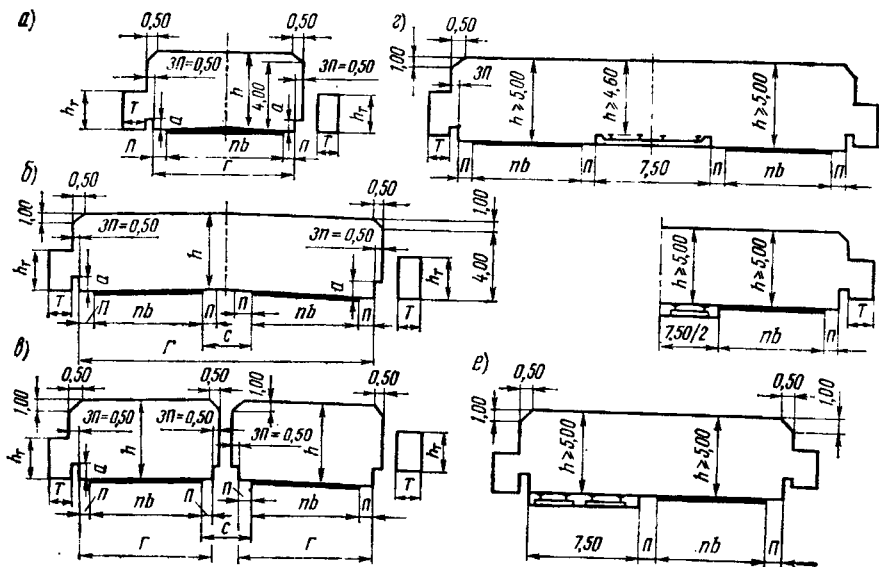


Рис. 1.5. Схемы габаритов приближения конструкций автодорожных и городских мостов:

а — при отсутствии разделительной полосы; *б* — с разделительной полосой без ограждений; *в* — с разделительной полосой при наличии ограждений; *г*, *д* — при расположении трамвайных путей по оси сооружения; *е* — при смещенном расположении трамвайных путей относительно оси сооружения

с табл. 1.1. По краям габаритов предусматривают защитные полосы $ЗП$, ширину которых следует принимать равной 0,5 м. В пределах защитных полос располагают барьерные или парапетные ограждения высотой a соответственно не менее 0,75 и 0,60 м.

Ширину тротуаров T определяют расчетом. На мостах, расположенных в городах, поселках и сельских населенных пунктах, ширину тротуаров следует принимать не менее 1,5 м. На городских эстакадах и мостах грузовых дорог, изолированных от пешеходного движения, предусматривают только служебные проходы шириной 0,75 м. Габарит по высоте на тротуарах h_t принимают равным не менее 2,5 м.

Ширину разделительной полосы C на искусственном сооружении принимают обычно такой же, как и на дороге или улице. Возможно уменьшение ширины разделительной полосы, однако она не должна быть менее 2 м плюс ширина ограждения.

Высоту габарита h (расстояние по поверхности проезда до верхней линии очертания габарита) для мостов и сооружений, расположенных на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов, назначают не менее 5 м. Если на городском мосту или путепроводе размещены втпленные в проезжую часть трамвайные пути, то расстояние от головки рельса до верхней габаритной линии должно быть также не менее 5 м (рис. 1.5, d , e). В том случае, когда рельсы уложены выше поверхности проезжей части, высота габарита в пределах трамвай-

Таблица 1.1

Категория дорог и улиц	Общее число полос движения	Габарит	Ширина, м	
			полос безопасности $П$	проезжей части $пб$
Скоростные дороги, магистральные улицы и дороги общегородского значения с непрерывным движением	8	$G - (16,0 + C + 16,0)$ $2(G - 17)$	1,0	$15,0 \times 2$
	6	$G - (12,25 + C + 12,25)$ $2(G - 13,25)$		$11,25 \times 2$
Магистральные улицы и дороги общегородского значения с регулируемым движением и районного значения	6	$G - 24$	0,75	22,5
	4	$G - 16,5$		15,0
Дороги грузового движения	4	$G - (8,25 + C + 8,25)$ $2(G - 9)$	0,75	$7,5 \times 2$
	2	$G - 9$		7,5
Поселковые улицы и дороги	2	$G - 8$	0,50	7,0

Примечания. 1. В графе «Габарит» над чертой указаны габариты при отсутствии ограждений на разделительной полосе, под чертой — при наличии ограждений или при раздельных пролетных строениях под каждое направление движения.

2. Ширина расчетного автомобиля $d = 2,5$ м.

ной полосы должна быть более 4,6 м (рис. 1.5, з).

На городских мостах и путепроводах, предназначенных только для трамвайного движения, ширину габарита назначают не менее 9 м. На совмещенных мостах, имеющих по одной полосе движения с каждой стороны железнодорожных путей или путей метрополитена, габарит по ширине на каждой полосе должен быть не менее 5,5 м.

Эстакады и путепроводы часто располагают на горизонтальных кривых. В этом случае каждую полосу движения рекомендуется уширять на величину Δ в зависимости от радиуса R горизонтальной кривой.

R , м . . .	650—575	575—425	425—325	325—225	225—140	140—95	95—80	80—70
Δ , м . . .	0,2	0,25	0,3	0,4	0,45	0,55	0,6	0,65

Если основная эстакада имеет ответвления, предусматривают переходные полосы. Их устраивают за счет полос безопасности.

Ширину пешеходных мостов определяют в зависимости от расчетной перспективной интенсивности движения пешеходов в час пик и принимают не менее 2,5 м. При этом средняя расчетная пропускная способность 1 м ширины пешеходного моста составляет 2000 чел-ч, а лестниц — 1500 чел-ч.

Габариты приближения конструкций под путепроводами приведены на рис. 1.6. Размер b_1 определяется конструкцией ограждений.

При расположении опор путепроводов на разделительной полосе дороги расстояние от кромки проезжей части до грани опоры на городских дорогах и улицах должно быть не менее 1,5 м (в том числе полоса безопасности шириной 1 м). Опоры путепроводов, пересекающих городские скоростные дороги и улицы, следует располагать на расстоянии не менее 1,5 м от кромки проезжей части улиц, если ограждения отсутствуют, и не менее 1 м от ограждения (бордюра), если оно есть. Устои путепроводов в виде П-образных рам должны располагаться за границами габаритов приближения.

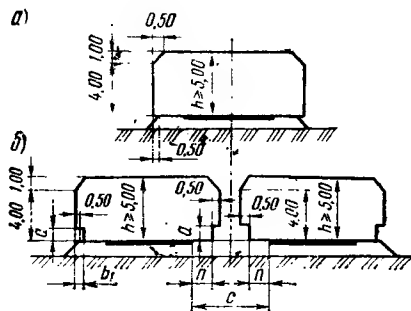


Рис. 1.6. Схемы габаритов приближения конструкций под путепроводами: а — при отсутствии ограждений на пересекаемых дорогах; б — при наличии опор на разделительной полосе и ограждений на дороге

1.5. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ГОРОДСКИЕ МОСТЫ И ТРАНСПОРТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Мосты и другие транспортные сооружения рассчитывают на нагрузки и воздействия и их сочетания в соответствии со СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы. Нагрузки делятся на два основных вида: постоянные и временные. К постоянным нагрузкам относятся: собственный вес конструкций, воздействие предварительного напряжения (в том числе регулирование усилий), давление грунта от веса насыпи, гидростати-

ческое давление, воздействие усадки и ползучести бетона и воздействие осадки грунта. К временным нагрузкам от подвижного состава и пешеходов относятся: вертикальные нагрузки, давление грунта от подвижного состава, горизонтальная поперечная нагрузка от центробежной силы, горизонтальные поперечные удары подвижного состава и горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги. Кроме того, на искусственные сооружения могут оказывать воздействия ветровая и ледовая нагрузки, нагрузки от навала судов, изменение температуры, морозное пучение грунта, строительные и сейсмические нагрузки.

Нагрузки при расчетах учитывают в различных возможных сочетаниях, принимая во внимание вероятность одновременного воздействия. При этом для расчета по всем группам предельного состояния нагрузки и воздействия принимают с соответствующими коэффициентами надежности по нагрузке γ_f и динамическими коэффициентами $1 + \mu$ или $1 + \frac{2}{3} \cdot \mu$.

Для постоянных нагрузок от веса выравнивающего, изоляционного и защитного слоев городских мостов коэффициент надежности по нагрузке принимают равным 1,3 и 0,9, от веса покрытия ездового полотна и тротуаров тех же мостов — соответственно 2,0 и 0,9. Давление грунта от веса насыпи на опоры мостов учитывают с коэффициентом надежности по нагрузке, равным 1,4 и 0,7, воздействие усадки и ползучести бетона с $\gamma_f = 1,1$ и 0,6, а воздействие осадки грунта с $\gamma_f = 1,5$ и 0,5. При этом значения γ_f , меньшие 1, принимают в тех случаях, когда при невыгодном сочетании нагрузок увеличивается их суммарное воздействие на элементы конструкции.

Нормативную временную вертикальную нагрузку от подвижного состава на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов принимают в виде:

а) полос АК (рис. 1.7, а), каждая из которых включает одну двухосную тележку с осевой нагрузкой P , равной 9,81 К, и равномерно распределенной нагрузки интенсивностью v (на обе колес) — 0,98 К, если расчет ведется на воздействие автотранспортных средств. При этом класс нагрузки К для городских мостов принимают равным II;

б) колесной нагрузки НК-80 (рис. 1.7, б) общим весом 785 кН (нагрузка на колесо 98 кН), если расчет ведется на воздействие тяжелых одиночных колесных нагрузок;

в) поезда расчетной длины, состоящего из четырехосных вагонов (рис. 1.7, в), — общим весом каждого загруженного вагона 588 кН при воздействии на рассчитываемую конструкцию подвижного состава метрополитена. Если линия влияния имеет два или более участков одного знака, то разделяющие их участки другого знака следует загружать порожними вагонами весом каждого по 294 кН;

г) поездов из четырехосных вагонов (рис. 1.7, г) — общим весом каждого загруженного вагона 294 кН и порожнего 147 кН при воздействии на рассчитываемую конструкцию трамвайной нагрузки. При этом число вагонов в поезде и расстояние между поездами должны соответствовать самому неблагоприятному загрузению.

При загрузке линий влияния нагрузкой АК равномерно распределенную нагрузку располагают в пределах всех участков, вызывающих усилие или перемещение одного знака, а тележку — в пределах участка, дающего для рассматриваемого знака наибольшее значение усилия или перемещения.

При расчетах на прочность и устойчивость конструкций городских мостов, путепроводов и эстакад нагрузку АК устанавливают в

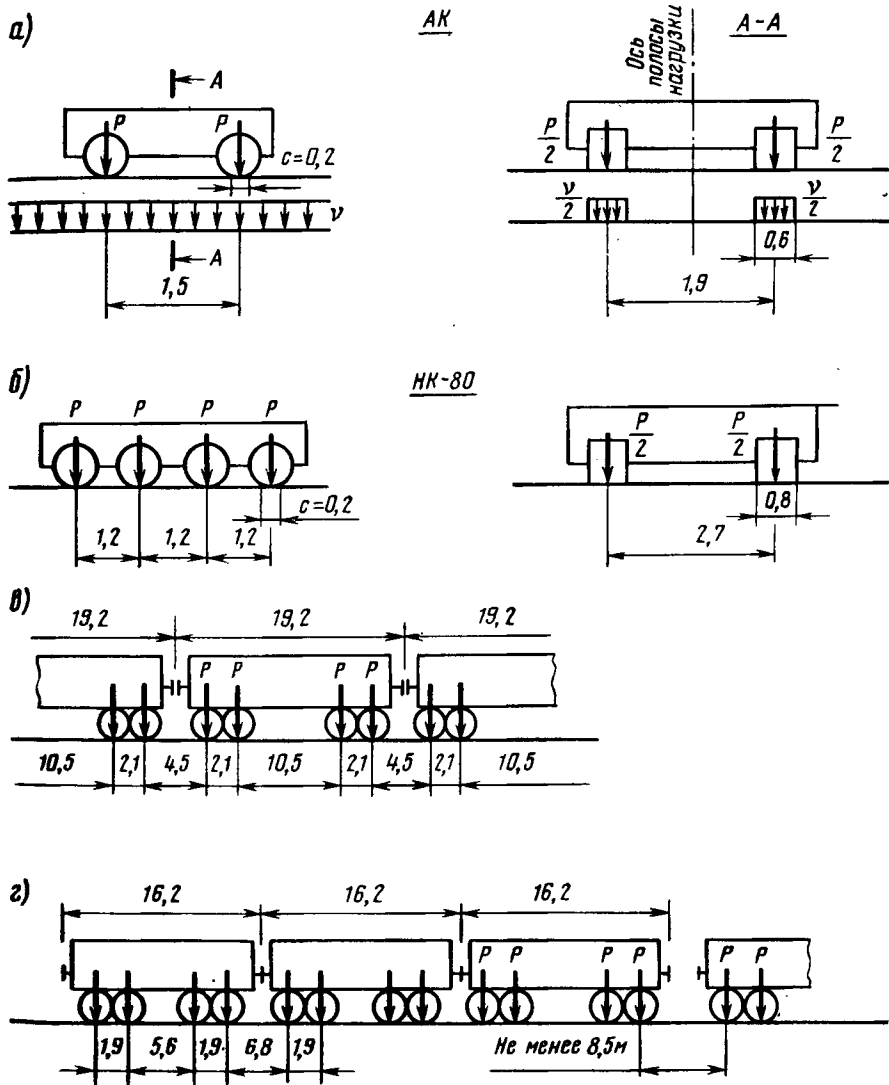


Рис. 1.7. Схемы нагрузок от подвижного состава для расчета городских мостов, путепроводов и эстакад:

а — автомобильная АК; б — тяжелая одиночная НК-80; в — поезда метрополитена; г — поезда трамвая

поперечном направлении в наиболее невыгодное положение. Нормами предусматривается два случая воздействия нагрузки АК. В первом случае полосы безопасности не загружаются и число полос нагрузки не превышает число полос движения. Во втором случае при незагруженных тротуарах две полосы нагрузки устанавливают по всей ширине ездового полотна. При этом расстояние между осями смежных полос должно быть не менее 3 м, а оси крайних полос нагрузки должны быть расположены не ближе 1,5 м от кромки проезжей части в первом случае и от ограждения ездового полотна — во втором.

При всех расчетах нагрузку АК с полосы, приводящей к самым неблагоприятным результатам, принимают без изменений, а для остальных полос вводят понижающий коэффициент $\varsigma_1 = 0,6$ к равномерно распределенной нагрузке.

В совмещенных мостах и путепроводах при одновременном нагружении путей метрополитена или трамвая временную вертикальную нагрузку, которая оказывает меньшее воздействие, вводят в расчет с дополнительным коэффициентом:

$$s_2 = 1 - 0,002\lambda, \text{ но не менее } 0,75, \quad (1.9)$$

где λ — длина нагружения пролетного строения нагрузкой, оказывающей меньшее воздействие, м.

Для городских мостов, путепроводов и эстакад, расположенных на горизонтальных кривых, нормативную поперечную нагрузку от центробежной силы применяют с каждой полосы движения в виде равномерно распределенной нагрузки. От действия поездов метрополитена и трамвая интенсивность этой нагрузки определяют по формуле

$$v_h = u \frac{v_t^2}{r}, \quad (1.10)$$

где u — величина, равная 0,241 кН для поездов метрополитена и 0,143 кН для поездов трамвая; v_t — наибольшая скорость, установленная для движения на кривых данного радиуса, км/ч; r — радиус кривой, м.

От действия автомобильной нагрузки АК при радиусе кривых $r \leq \leq 250$ м интенсивность нормативной поперечной нагрузки принимают по формуле

$$v_h = \frac{P}{\lambda} K, \quad (1.11)$$

а при $250 \text{ м} < r < 600 \text{ м}$ — по формуле

$$v_h = \frac{M}{2\lambda} K, \quad (1.12)$$

где $P = 4,4$ кН; $M = 1079$ кН·м.

При этом во всех случаях величина v_h должна быть не менее $\frac{12,7}{r} K$ кН/м и более 0,49 К кН/м.

При расчете мостовых сооружений учитывают также поперечные воздействия от ударов подвижного состава. Их назначают в виде равномерно распределенной нагрузки, приложенной в уровне верха го-

ловки рельса и равной для поездов метрополитена 1,96 кН/м, для поездов трамвая 1,47 кН/м.

От автомобильной нагрузки АК нормативную поперечную нагрузку полагают в одном случае равномерно распределенной и равной 0,39 К кН/м, а в другом сосредоточенной силой, равной 5,9 кН. В обоих случаях ее прикладывают в уровне покрытия проезжей части.

При расчете элементов пролетных строений и опор мостовых сооружений необходим учет нормативной горизонтальной нагрузки от торможения или сил тяги подвижного состава. От действия равномерно распределенной части нагрузки АК ее принимают в процентах от веса нормативной вертикальной нагрузки, равной 50, но не менее 7,8 К и не более 24,5 К, а от действия поездов трамвая и метрополитена равной 10. Продольную горизонтальную нагрузку учитывают со всех полюсов движения одного направления, принимая во внимание коэффициент s_1 .

В городских мостах, путепроводах и эстакадах с балочными пролетными строениями продольную нагрузку прикладывают в уровне проезжей части или уровне центров опорных частей соответственно при расчете устоев и расчете промежуточных опор. При этом продольное усилие от торможения или силы тяги, передаваемое на неподвижные опорные части, принимают в размере 100 % полного продольного усилия, действующего на пролетное строение.

Нормативную временную нагрузку на пешеходные мосты принимают равномерно распределенной интенсивностью 3,92 кПа. Интенсивность этой нагрузки на тротуарах при учете совместно с другими нагрузками

$$p = 3,92 - 0,0196\lambda, \text{ но не менее } 1,96 \text{ кПа}, \quad (1.13)$$

где λ — длина загрузки, м.

При отсутствии других нагрузок расчет тротуаров ведут на действие равномерно распределенной нагрузки интенсивностью 3,92 кПа и сосредоточенной силы 19,6 кН (для городских мостов) с площадкой распределения от колеса автомобиля 0,015 м².

Для расчета перил городских сооружений введены равномерно распределенная нагрузка (вертикальная и горизонтальная) интенсивностью 0,98 кН/м, учитываемая при воздействии других нагрузок, а также сосредоточенные вертикальные и горизонтальные давления, равные 1,27 кН, при отсутствии других нагрузок. На служебных проходах равномерно распределенная нагрузка принимается равной 1,96 кПа и совместно с другими временными нагрузками не учитывается.

Для учета динамического характера нагрузок от подвижного состава вводят динамический коэффициент, определяемый для элементов стальных и сталежелезобетонных пролетных строений городских мостовых сооружений всех систем, кроме главных ферм (балок) и пилонов висячих и вантовых мостов, по формуле

$$1 + \mu = 1 + \frac{50}{37,5 + \lambda}, \quad (1.14)$$

Таблица 1.2

Нагрузка	Случай применения	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Тележка	При расчетах элементов проезжей части мостов	1,50
	При расчете всех других элементов мостов	1,50 при $\lambda^* = 0$ 1,20 при $\lambda \geq 30$ м
Равномерно распределенная	При всех расчетах конструкций мостов на вертикальные и горизонтальные воздействия	1,20

Примечание. λ^* — длина участка линии влияния одного знака; для промежуточных значений λ следует принимать по интерполяции.

а для главных ферм и пилонов висячих и вантовых мостов по формуле

$$1 + \mu = 1 + \frac{50}{70 + \lambda}, \quad (1.15)$$

где μ — динамическая добавка.

Для железобетонных балочных пролетных строений городских сооружений, рамных конструкций, а также для железобетонных сквозных, тонкостенных и стоечных опор

$$1 + \mu = 1 + \frac{45 - \lambda}{135}, \text{ но не менее } 1,0. \quad (1.16)$$

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f к нагрузке АК принимают по табл. 1.2; к нагрузке НК-80 $\gamma_f = 1,0$; к нагрузке от подвижного состава метрополитена и трамвая — по формуле

$$\gamma_f = 1,3 \left(1 - \frac{\lambda}{10^3} \right), \text{ но не менее } 1,0. \quad (1.17)$$

К распределенным нагрузкам при расчете элементов пешеходных мостов, тротуаров и перил городских мостовых сооружений вводят коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,4, а к сосредоточенным давлениям на тротуары и перила — 1,0.

Нормативную поперечную ветровую нагрузку, действующую на элементы городских мостов, путепроводов и эстакад, определяют как произведение соответствующей нормативной интенсивности ветровой нагрузки на рабочую ветровую поверхность. В соответствии со СТ СЭВ 1407—78 нормативная интенсивность статической составляющей горизонтальной ветровой нагрузки

$$w_h = q_0 k_h C_w, \quad (1.18)$$

где q_0 — скоростной напор ветра на высоте 10 м от поверхности земли; k_h — коэффициент, учитывающий для открытой местности изменение скоростного напора по высоте; C_w — аэродинамические коэффициенты лобового сопротивления мостовых конструкций и подвижного состава.

На безрельсовые транспортные средства и трамвай, находящиеся на сооружениях, воздействие ветра не учитывается.

Для индивидуальных конструкций пролетных строений и опор $w_h \geq 1,23$ МПа, для типовых конструктивных решений $w_h \geq 1,77$ МПа при $q_0 = 0,69$ МПа и $k_h = 1,45$.

Нормативную продольную ветровую нагрузку для сквозных пролетных строений применяют в размере 60 %, а для пролетных строений со сплошными балками — 20 % соответствующей полной нормативной поперечной нагрузки. Горизонтальное усилие от продольной ветровой нагрузки, действующей на балочное пролетное строение, передается на опоры в уровне центра опорных частей, а действующее на рамную несущую конструкцию — в уровне оси ригеля рамы.

Нагрузку от льда на опоры городских мостов определяют на основе исходных данных по ледовой обстановке в районе расположения сооружения для периода с наибольшими ледовыми воздействиями. При этом натурные наблюдения должны проводиться не менее пяти лет.

Опоры городских мостов рассчитывают на воздействие горизонтального давления от возможного навала судов. Нагрузка от навала судов действует на опору на высоте 2 м от РСУ и ее определяют в зависимости от класса внутреннего водного пути.

1.6. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ ГОРОДСКИХ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Расчет городских мостов, путепроводов и эстакад осуществляют в соответствии с действующими нормативными документами, едиными как для искусственных сооружений, расположенных в городах, поселках, населенных пунктах, так и на автомобильных дорогах [25]. В основу расчета искусственных сооружений в СССР положена методика предельных состояний. В соответствии со СТ СЭВ 384—76 «Основные положения по расчету» введены две группы предельных состояний: I — по потере несущей способности или полной непригодности к эксплуатации; II — по непригодности к нормальной эксплуатации.

Действующие нормативные документы не устанавливают качественных и количественных критериев предельных состояний по типам сооружений и лишь содержат их в общей форме. Так, предельные состояния группы I могут наступить в результате потери местной или общей устойчивости, хрупкого, вязкого или усталостного разрушения, чрезмерных пластических деформаций, сдвига или выпирания грунта, значительных сдвигов во фрикционных соединениях. Предельные состояния группы II могут возникнуть за счет значительных прогибов, осадок опор или иных смещений конструкции, а также образования или недопустимого раскрытия трещин.

Цель расчета с позиций указанных нормативных документов — не допустить ни одно из перечисленных предельных состояний в течение всего срока службы сооружения. При расчете конструкций транспортных сооружений это обеспечивается введением системы коэффициентов как к нормативным нагрузкам и воздействиям, так и к прочностным и упругим характеристикам материалов.

Несущие конструкции городских искусственных сооружений рассчитывают на действие постоянных и неблагоприятных сочетаний временных нагрузок. При этом временные нагрузки вводят с соответствующими динамическими коэффициентами.

Расчет конструкций пролетных строений мостовых сооружений, как правило, ведут по пространственным расчетным схемам. Применяются и приближенные методики, основанные на расчленении конструкции на плоские системы и учитывающие взаимосвязь элементов между собой. При выборе расчетных схем и методов расчета в современной практике проектирования ориентируются на эффективное использование ЭВМ.

При расчетах по предельным состояниям I и II групп усилия в сечениях элементов статически неопределимых железобетонных мостовых конструкций, как правило, определяют с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и наличия трещин.

Современные железобетонные конструкции мостов, путепроводов и эстакад отличаются большим разнообразием, сложностью форм и расположением в пространстве. В связи с этим целесообразно использовать при их расчете векторный анализ. Векторная запись основных уравнений в сочетании с матричной формой записи позволяет упростить программирование и расчет конструкций на ЭВМ.

Для стальных пролетных строений мостов, эстакад и путепроводов в расчетах на прочность и устойчивость в предельных состояниях группы I современными нормами предписывается учитывать физическую нелинейность, возникающую при работе конструкций в упруго-пластической стадии. При этом максимальная относительная остаточная деформация при растяжении $\varepsilon_{ост} = 0,0006$, при сдвиге $\gamma_{ост} = 0,00105$.

Усилия в элементах стальных мостовых конструкций определяют, как правило, по недеформированным расчетным схемам в упругой стадии работы материала. Геометрическую нелинейность, вызванную перемещением элементов конструкций, требуется учитывать при расчете систем, в которых ее учет вызывает изменение усилий и перемещений более чем на 5 %.

При расчетах сталежелезобетонных конструкций пролетных строений обычно исходят из гипотезы плоских сечений, без учета податливости швов объединения стальной и железобетонной частей. Неупругие деформации учитывают при определении усилий в элементах статически неопределимых систем, а также в расчетах по прочности и устойчивости, на выносливость, по трещиностойкости и по определению ординат строительного подъема.

Для сталежелезобетонных конструкций необходимы расчеты на температурные воздействия при допущении неизменности распределения температур по длине пролетных строений.

При расчете конструкций деревянных мостовых сооружений усилия в элементах и соединениях допускается определять в предположении только упругой работы материала, а пространственные конструкции расчленять на плоские элементы.

В соответствии со СНиП 2.05.03-84 к расчетным сопротивлениям материалов вводят коэффициент условий работы m , учитывающий отклонение действительной работы конструкции от принимаемых в проектах расчетных предположений. Кроме того, при расчете стальных конструкций и соединений мостов учитывают коэффициент надежности по назначению γ_n и коэффициент надежности по материалу γ_m .

1.7. АРХИТЕКТУРА ГОРОДСКИХ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Городские мосты, путепроводы и эстакады — большие и ответственные сооружения. Наряду с основным назначением — пропуском транспортных потоков через препятствия — они являются важными элементами в формировании облика города. Именно мостовые сооружения придают неповторимость городам и архитектурным ансамблям. Построенные в 30-е годы вблизи Московского Кремля Москворецкий и Большой Каменный мосты (рис. 1.8) не только удачно вписались в городской пейзаж, но и позволили совершенно по-новому организовать пространства от набережной в сторону к Государственному историческому музею и старому зданию Государственной библиотеки имени В. И. Ленина.

Академик Г. П. Передерий говорил, что мост должен быть прочным, в должной мере долговечным и красивым. Только после этого можно требовать экономичности. Используя пропорции, ритм, масштаб, фактуру, цвет, приемы нюанса и контраста и другие средства архитектурно-художественной выразительности, проектировщик может создать сооружение, в котором функциональная и техническая целесообразность сочетаются с художественной законченностью [22].



Рис. 1.8. Большой Каменный мост в Москве

Искусство проектирования не содержит неизменных методологических принципов, а следует за развитием производительных сил общества и совершенствованием техники. В то же время можно выделить некоторые общие правила, которые необходимо знать инженеру-строителю городских мостов и транспортных сооружений [15].

Важное значение при выборе общего облика городского моста имеет вид на него со стороны реки и прилегающих набережных. При несоблюдении масштабного соотношения между сооружением и окружающей застройкой мост зрительно может казаться чрезмерно большим, подавляющим своими размерами вблизи расположенные здания, или, наоборот, незначительным. Силуэт моста должен соответствовать характеру данной местности или противопоставляться ему, подчеркивая тем самым наиболее интересные особенности городской панорамы. При проектировании необходимо учитывать все возможные ракурсы совместно с окружающими мост постройками. Нужно также принимать во внимание открывающийся вид со стороны городских транспортных сооружений.

При взгляде на мост или транспортное сооружение издали основное впечатление создают их силуэт и общие формы. Художественное выражение работы конструкции и материала в архитектуре называют тектоникой. Такие оценки, как «легкий», «тяжелый», «массивный», — итог зрительного восприятия тектонических особенностей сооружения.

Тектоника сооружения может быть реальной, мнимой, а также реальной, но пассивно выраженной. Если конструкции придается вид, совпадающий с действительной ее работой, то имеют в виду реальную тектонику. Примером ее могут служить архивольты в арочных мостах или выделение замка в арках. Когда из-за местных условий или общего композиционного замысла сооружение приобретает вид, которым сама конструкция не обладает, тектоника называется мнимой, или иллюзорной. Пример такой тектоники — конструкция опирания балки жесткости на пилон в Северинском мосту в Кёльне (рис. 1.9). Место опирания балки скрыто, и из-за этого еще больше увеличивается впечатление того, что мост подвешен между стойками пилона только на вантах.

Такое использование приемов иллюзорной тектоники художественно оправдано, так как подчеркивает основную тектоническую тему

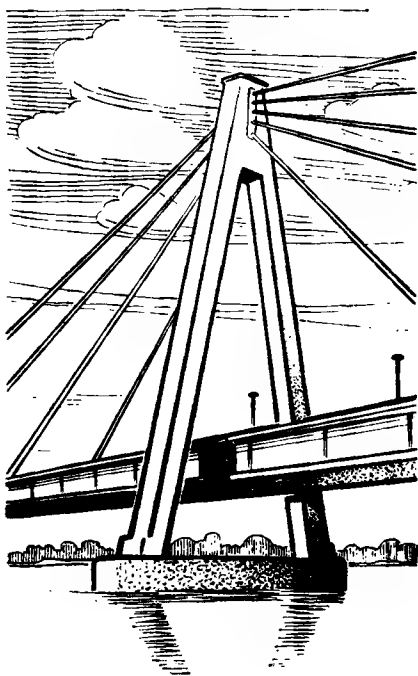


Рис. 1.9. Северинский мост в Кёльне

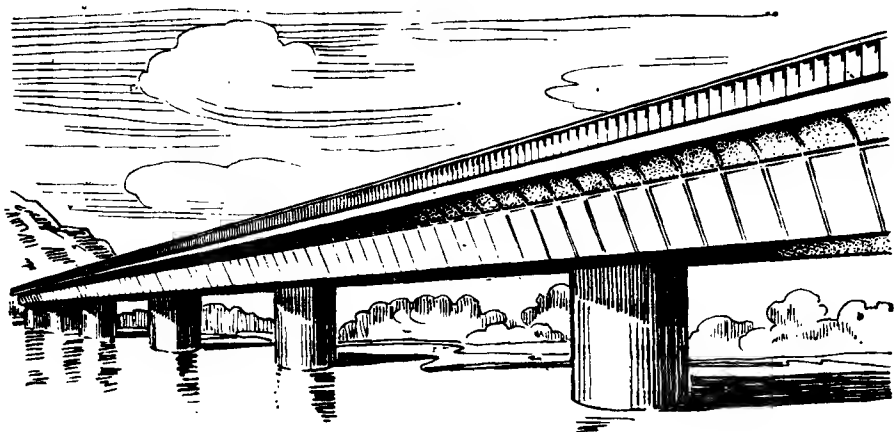


Рис. 1.10. Пример ритма в мостах

моста — вантовую конструкцию. В современных мостах часто встречаются примеры реальной тектоники, но выраженной пассивно. Это значит, что архитектура не противоречит реальной работе сооружения, но и не подстраивается под нее.

В мостовых конструкциях, не представляющих в распоряжение проектировщика и архитектора большого набора средств архитектурной выразительности, удачные пропорции во многом определяют облик сооружения. Вид эстакады со стороны должен создавать впечатление легкости сооружения. Для этого стремятся конструктивно и зрительно уменьшить строительную высоту пролетных строений: перильные ограждения выполняют с редко расположенными стойками, увеличивают вылет свесов верхней плиты пролетных строений, чтобы тень от них как бы уменьшала высоту главных балок, применяют плитные и коробчатые несущие конструкции малой высоты.

Еще одним средством архитектурной композиции является ритмическое повторение элементов сооружения. В протяженных железобетонных эстакадах с одинаковыми пролетами ряд опор и гладкая поверхность пролетного строения создают основную ритмическую тему композиции (рис. 1.10). В стальных эстакадах эта тема может быть дополнена ритмом вертикальных ребер жесткости стенок пролетного строения, консолями поперечных балок, подкосами. Нечеткий и сложный ритм в мостовых сооружениях следует избегать.

На формирование благоприятного облика городского моста или транспортного сооружения может повлиять удачный выбор материала конструкции, фактура облицовки, цвет сооружения, карнизы, лестничные сходы, осветительные мачты и т. д. Например, для пешеходов большое значение имеет вид эстакады снизу. Здесь определяющими факторами будут тип опор, фактура нижней поверхности пролетных строений и опор, а также цвет. Низ пролетных строений имеет наиболее благоприятный вид при гладких плоских или плавно искривленных поверхностях. Применение часторебристых несущих конструк-

ций городских эстакад нежелательно. Зрительное восприятие улучшает бетонная фактура монолитных конструкций со следами деревянной опалубки или, наоборот, сглаженные и окрашенные поверхности. При этом пролетные строения и опоры можно окрашивать в один цвет, подчеркивая их конструктивное единство, или в контрастирующие цвета, отделяя тем самым пролетные строения от опор. Темный цвет опор при светлом пролетном строении позволяет создать впечатление легкости опор. Этому способствует расположение светильников на нижней поверхности пролетных строений. Опоры не должны загромождать подэстакадное пространство, и поэтому нежелательны опоры в виде стенок или с несколькими стойками.

Формы пролетных строений и опор эстакад должны гармонировать. Наиболее сложно бывает увязать современные городские эстакады со старой окружающей застройкой. В этом случае целесообразно применять различные архитектурные детали, фактуру наружных поверхностей конструкций, а также назначать формы опор, гармонирующие со стилем застройки.

Архитектура пешеходных мостов, устраиваемых в городских парках или зонах отдыха, должна соответствовать композиционному замыслу этих территорий. Архитектура набережных определяется в основном задачами восприятия речного пространства и мостов пассажирами судов и пешеходами. Подпорные стены набережных облицовывают камнем или оставляют бетонные поверхности свободными, чтобы обеспечить гармонию с фактурой материала зданий, расположенных вдоль набережных. При уширении набережных эстакадами желательно предусматривать декоративные щиты, закрывающие опоры эстакады.

Важное значение для создания благоприятного архитектурного облика набережных имеет вид парапетов. Сплошные каменные парапеты ухудшают обзорность как пассажирам речных судов, так и автомобилей, перемещающихся вдоль набережных, и поэтому парапеты сквозной конструкции более предпочтительны.

1.8. ИСТОРИЧЕСКИЙ ОЧЕРК РАЗВИТИЯ ГОРОДСКИХ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Историческое развитие городских мостов и транспортных сооружений всегда было обусловлено общим развитием приемов строительства, появлением новых материалов, изобретением новых систем, научными исследованиями, разработкой и совершенствованием методов расчета.

Мостостроение как одна из отраслей строительства появилось уже в древние времена. Городские мосты на каждом историческом этапе выполняли особые функции.

Древнейшими европейскими мостами, дошедшими до нашего времени, являются мосты античного Рима. Эти сооружения стоят в одном ряду с такими памятниками архитектуры, как Колизей и Пантеон. Одним из наиболее известных и до сих пор действующих городских мостов этого периода является семипролетный арочный мост Адриана

(сейчас мост Ангела в Риме). Большинство мостов, возводимых римлянами, были деревянные и лишь иногда каменные.

Уже в I в. до н. э. в трактате Ветрувия есть указания на зарождение процесса проектирования сооружений, что означало переход от чисто ремесленной техники к сознательному творчеству [14].

Установление феодальных отношений в Европе вызвало строительство мостов оборонного значения, которые вошли в систему крепостных ограждений. Мосты этого периода выполняли двойную роль: служили для пропуска растущего движения между городами и сельской местностью, а также входили в комплекс оборонительных сооружений города (XII — XVII вв.). В это время каменные мосты, как правило, строили в городах. Они защищались оборонительными башнями, воротами и часто имели разводные или подъемные пролетные строения.

Характерной особенностью этого времени стали сложность и многообразие форм, ломаная линия проезжей части как на фасаде, так и в плане. Все это создало дополнительные возможности для обороны и находилось в соответствии со стесненной застройкой средневекового города. Общий подъем строительного искусства в эпоху позднего средневековья отразился и на мостах. Совершенствование каменных конструкций позволило возводить мосты с пролетами до 40—50 м, перекрытых сводами различной пологости (рис. 1.11, а). Нередки стали случаи украшения мостов скульптурами. Характерной особенностью деревянных мостов становится крыша. Она значительно продлевала срок службы и придавала сооружениям своеобразный облик (рис. 1.11, б).

В этот период на Руси для возведения мостов широко применяли деревянные готовые («разборчатые») конструкции. Первым каменным мостом в Москве был сохранившийся до нашего времени мост через р. Неглинку в Александровском саду, построенный в 1367 г.

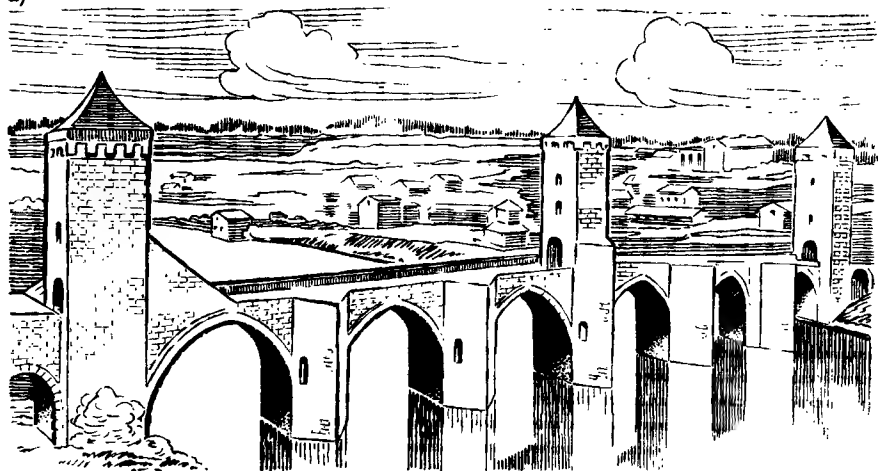
К концу эпохи средневековья процесс проектирования мостов отделился от процесса постройки. Мостостроение выделилось из архитектуры в особую область техники.

На рубеже XV — XVI вв. города обрели достаточную независимость и сформировались как центры ремесленного производства и торговли. Уменьшилась внешняя опасность для городов, и оборонительные башни на мостах не возводили. В то же время положение многих мостов на оживленных городских торговых улицах сделало их удобным местом для торговли. На мостах появились лавки, жилые дома и даже церкви. Подобные мосты были во всех крупных городах Европы. Известны мосты-улицы в Париже, Милане, Флоренции, Москве (Большой Каменный мост), Лондоне (торговые постройки просуществовали до XIX в.) и многих других городах (рис. 1.12).

Несмотря на известный прогресс в конструкции каменных мостов, они не могли удовлетворить потребности развивающихся путей сообщения вследствие своей большой стоимости, трудоемкости работ и длительности постройки.

В XVII — XVIII вв. в городах начали строить деревянные мосты. Развитие их конструкций до XIX в. шло по пути создания сложных

а)



б)

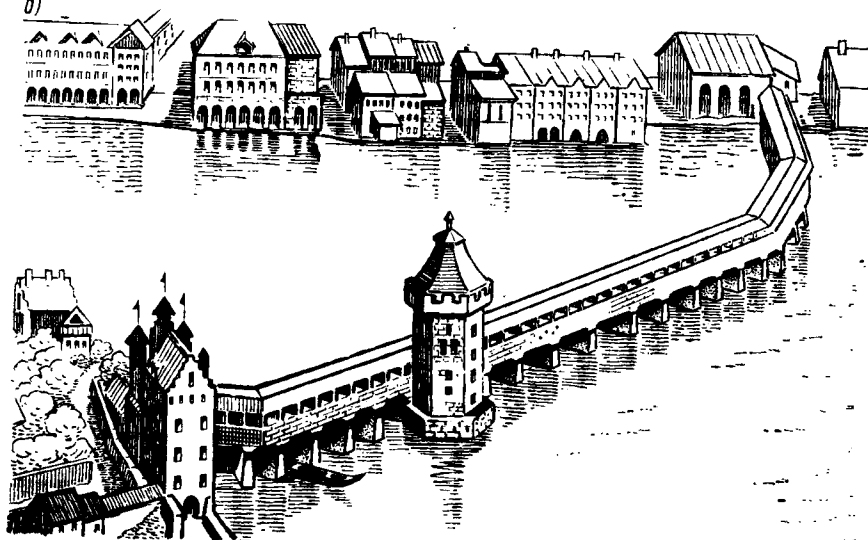


Рис. 1.11. Мосты эпохи средневековья:
а — мост в Кагоре (XIV в.); б — в Люцерне (1333 г.)

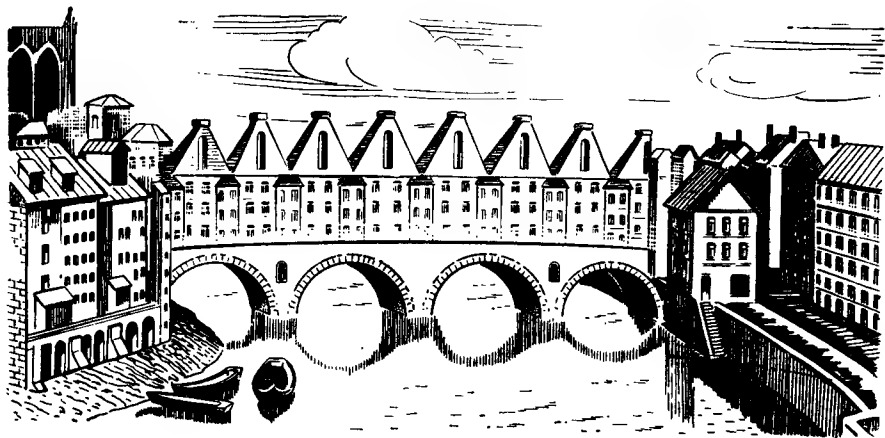


Рис. 1.12. Мост Сен Мишель в Париже (1620 г.)

подкосных и арочных систем. Уже в конце XVIII в. в деревянных мостах были достигнуты пролеты более 100 м. К этому периоду относится и начало применения металла в мостах (чугунный арочный мост через р. Северн в Англии, 1779 г.). Чугунные городские арочные мосты были распространены во всех странах в течение всего XIX в. Конец XVIII в. характеризуется также применением железа для цепей висячих мостов, первые из которых были построены в Америке. Россия была первой страной в Европе, где появились висячие мосты (20-е годы XIX в.). Мосты висячей системы лучше отвечали требованиям эксплуатации, были относительно дешевы, их строительство быстро окупалось.

Во второй половине XIX в. появляются и развиваются железные дороги и зарождается автомобильный транспорт. Городские мосты ранних построек перестали удовлетворять возросшей интенсивности движения. Задачам массового строительства в наибольшей степени стали отвечать металлические мосты с пролетными строениями в виде балочных ферм.

К концу XIX в. в городских металлических мостах широко применяли клепаные фермы с прямолинейным и криволинейным очертаниями поясов с простой или шпренгельной решеткой. В Фортском мосту (1889 г.) с балочно-консольными фермами был достигнут рекордный по тем временам пролет 521 м.

В начале XX в. в мостах под автогужевое движение стали применять новый строительный материал — железобетон. Наиболее распространенными в это время были мосты арочной системы или в виде арок с затяжками. Оживился интерес к строительству металлических висячих мостов. Появились мосты с вантовыми фермами (система Жискаля, 1909 г.).

Автомобилизация городов Западной Европы и Америки привела к значительным транспортным проблемам, решению которых должны

были способствовать широкие городские мосты и различные транспортные сооружения. В 1928 г. в США появилась первая транспортная развязка.

К концу 30-х годов начинают развиваться балочные конструкции, наиболее приемлемые для городских мостовых сооружений. Для мостов с большими пролетами применяют арочные и висячие системы. Особо интересными достижениями следует считать арочные мосты с ездой поверху, построенные в центре Москвы в 1934—1938 гг., а также металлический висячий мост в Сан-Франциско с пролетом 1280 м, возведенный в 1936 г.

В настоящее время большое число городских мостов и транспортных сооружений строят во всех крупных городах. Эстакады, путепроводы и многоярусные транспортные пересечения с пролетом до 50—60 м чаще всего выполняют из предварительно напряженного железобетона балочно-неразрезной или рамной системы. При этом в нашей стране широкое распространение получили сборные конструкции, обладающие высокими технико-экономическими показателями.

Для пролетных строений применяют несущие элементы плитной, ребристой и коробчатой конструкций. В условиях сложившейся городской застройки пролетные строения эстакад выполняют косыми, криволинейными с разветвлениями и ответвлениями от основной конструкции (рис. 1.13). Городские транспортные пути стараются сконцентрировать, устраивая сложные многоярусные транспортные пересечения для обеспечения непрерывности движения.

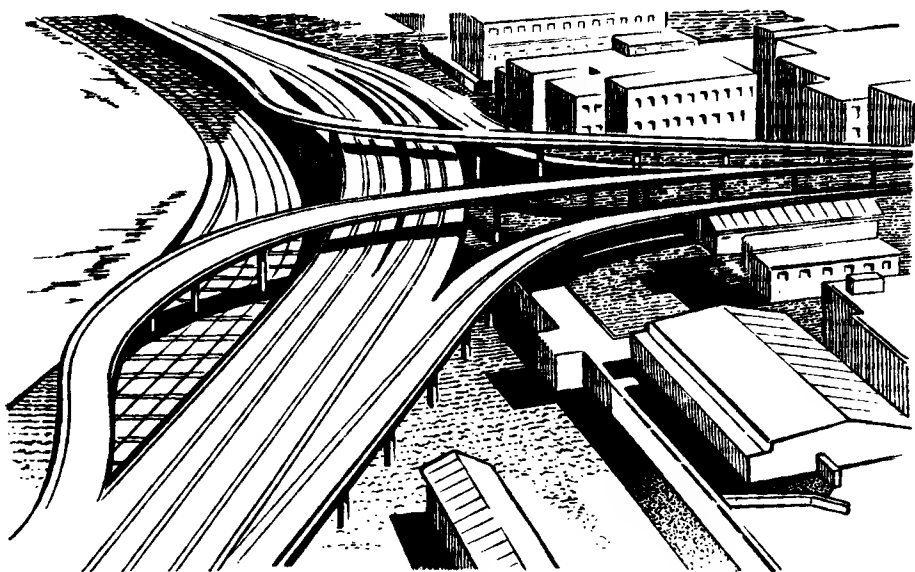


Рис. 1.13. Современное транспортное пересечение на городской автомагистрали

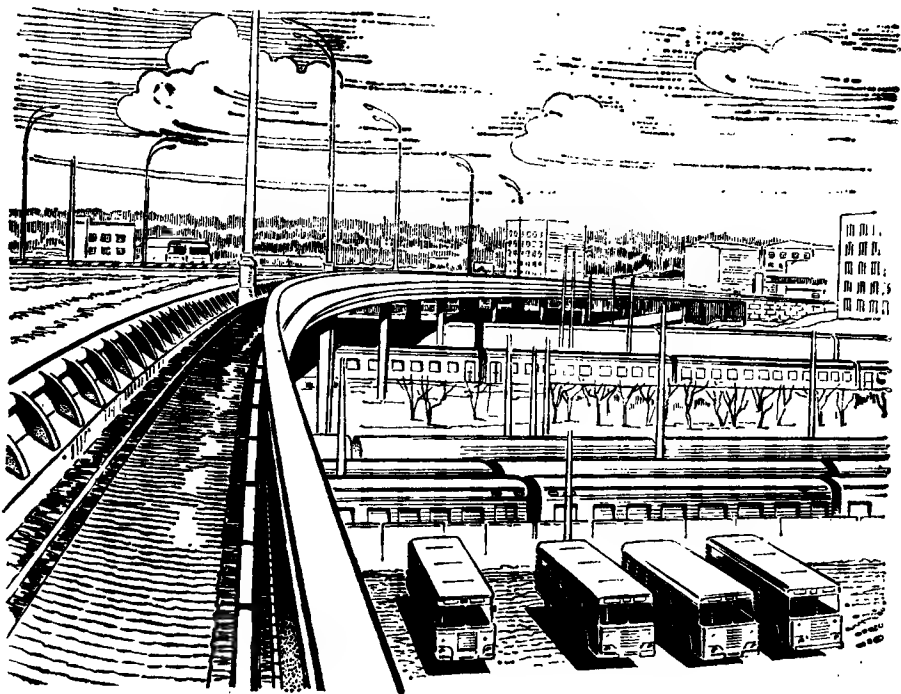


Рис. 1.14. Рижская эстакада в Москве

В отдельных случаях городские эстакады и путепроводы выполняются со сталежелезобетонными или цельнометаллическими пролетными строениями из низколегированных сталей. Крупная криволинейная эстакада с балочно-неразрезными сталежелезобетонными и рамно-неразрезными железобетонными пролетными строениями открытого сечения сооружена в Москве в 1976 г. Эстакада пересекает более 60 железнодорожных путей (рис. 1.14). Примером использования возможностей цельнометаллических коробчатых конструкций пролетных строений является криволинейная эстакада через шлюзы Днепрогэса в Запорожье, построенная в 1979 г.

В области больших пролетов в городских мостах в настоящее время наиболее часто используют балочно-неразрезную, висячую и вантовую системы. При этом пролеты железобетонных мостов неразрезной системы достигают 200 м, стальных — 300 м, стальных висячих мостов 1400—1600 м. К достижениям отечественного мостостроения можно отнести вантовые мосты со стальными коробчатыми балками жесткости в Киеве с пролетом 300 м и в Риге с пролетом 312 м.

Одной из градостроительных тенденций в настоящее время является выделение автомобильному транспорту отдельного уровня при сохранении дневной поверхности города для пешеходного движения. Эта тенденция связана с ростом дефицитности земли в городах и характе-

ризует развитие городов не только по горизонтали, но и по вертикали. Постепенно в городах создается многоуровневая структура за счет освоения подземного пространства и вынесения части транспортных коммуникаций на эстакады. С этой целью предлагается устраивать закрытые трубчатые эстакады и многоуровневые транспортные коридоры между зданиями.

С дальнейшим развитием городов в нашей стране и необходимостью создания благоприятных условий для жизни населения потребуются возведение огромного числа мостов, эстакад, путепроводов и других транспортных сооружений.

1.9. ОСНОВНЫЕ СИСТЕМЫ, ТИПЫ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ И ОПОР ЭСТАКАД И ПУТЕПРОВОДОВ

Эстакады и путепроводы в большинстве случаев устраивают балочной и рамной систем. Реже применяют вантовую систему и лишь в отдельных случаях для путепроводов — арочную.

Эстакады и путепроводы балочно-разрезной системы имеют опоры, обеспечивающие передачу на грунт вертикальных давлений от двух опорных частей пролетных строений и горизонтальных усилий от тормозной или центробежной сил. В местах расположения деформационных швов от проезжающих автомобилей возникают удары, увеличивающие усилия и напряжения в сечениях пролетных строений. Этого недостатка лишены температурно-неразрезные пролетные строения, состоящие из разрезных балок, объединенных по всей длине непрерывной плитой проезжей части. Такие пролетные строения по статической схеме занимают промежуточное положение между разрезными и неразрезными.

Эстакады и путепроводы с пролетными строениями балочно-неразрезной системы наиболее удобны в эксплуатации и экономичны по расходу материалов. Температурные деформации и горизонтальные силы в таких системах воспринимаются более мощными, чем промежуточные опоры, устоями. При большой общей длине эстакад пролетные строения разделяют над промежуточными опорами деформационными швами на отдельные многопролетные секции длиной 60—80 м и более.

Иногда возводят эстакады и путепроводы с балочно-консольными пролетными строениями, являющиеся менее удобными в эксплуатации из-за наличия в проезжей части большого числа деформационных швов.

Достаточно часто неразрезные пролетные строения жестко соединяют с верхом опор, образуя многопролетную рамную систему. Протяженные рамные конструкции разбивают на независимо работающие секции. В путепроводах применяют часто однопролетные рамные системы с вертикальными или наклонными стойками, имеющими шарнирное или жесткое сопряжение с фундаментами.

В современных эстакадах и путепроводах находит применение вантовая система, позволяющая перекрывать значительные по длине пролеты. По статической схеме вантовые конструкции являются комби-

нированными, так как содержат в своем составе гибкие элементы — ваны, а в уровне проезжей части — неразрезную балку жесткости.

В отдельных случаях бывают целесообразны арочные путепроводы, а также сводчатые конструкции под грунтовой засыпкой.

Пролетные строения эстакад можно подразделить по типу конструкции на плитные, ребристые и коробчатые. Плитные пролетные строения выполняют постоянной или переменной высоты, сплошного сечения, с продольными или поперечными пустотами. Ребристые пролетные строения имеют в поперечном сечении несколько ребер постоянной или переменной толщины, с нижним утолщением или без него. Коробчатые пролетные строения могут иметь одноконтурное, полуоткрытое или многоконтурное поперечное сечение.

В некоторых случаях пролетные строения выполняют в виде оболочек.

Опоры эстакад и путепроводов могут быть стоечными, столбчатыми, рамными и в виде стенок.

Стойчатые опоры представляют собой одну или несколько стоек прямоугольного, круглого или другого сечения, поддерживающих пролетное строение в отдельных точках. Опирающие стойки по концам могут быть шарнирными или жесткими.

Столбчатые опоры состоят обычно из одного столба сплошного или пустотелого сечения с круглой, эллипсовидной, многоугольной или другой формой.

Соединяя жесткие стойки с ригелем, образуют рамные опоры. Стойки рамных опор располагают вертикально или с наклоном, заделывая их жестко в фундамент. Возможно и шарнирное опирание рамных опор на фундамент. Конструкция рамных опор во многом зависит от местных условий планировки. Иногда такие опоры выполняют несимметричными с консольными выступами.

Опоры в виде стенок распространяются в поперечном сечении эстакады или путепровода на всю их ширину или значительную часть. Если их толщина составляет менее $\frac{1}{8}$ ширины или высоты, то в расчетном отношении их можно рассматривать как балки-стенки. Опоры-стенки могут шарнирно или жестко соединяться с пролетными строениями и фундаментами. Часто шарнирное опирание достигается и при жесткой заделке стенок за счет их малой толщины и гибкости вдоль пролетов эстакады. Опоры-стенки выполняют прямоугольной, трапециевидной или другой формы. Их применяют обычно под неразрезные пролетные строения.

Возможны и другие типы опор, в которых комбинируют два основных типа или более.

Устои эстакад и путепроводов выполняют в виде железобетонных подпорных стен, и их конструкция не имеет существенных отличий по сравнению с концевыми опорами мостов.

Большое значение для назначения конструкции эстакады или путепровода имеет принятый способ их строительства. Часто хорошо отработанная технология и комплексное оборудование определяют экономическую целесообразность их применения перед менее материалоёмкими, но более трудоёмкими в изготовлении типами.

По способу изготовления конструкций железобетонных эстакад и путепроводов их можно разделить на монолитные, сборно-монолитные и сборные. Монолитные сооружения выполняют из бетона, укладываемого в опалубку непосредственно на месте строительства. Сборно-монолитные конструкции образуются из сборных элементов и монолитного бетона, объединяющего эти элементы в одно целое.

Сборные эстакады и путепроводы полностью выполняют из заранее изготовленных элементов. Монолитный бетон может использоваться и в этом случае для заполнения швов, стыков, но его объем в несколько раз меньше объема сборного.

Металлические эстакады и путепроводы монтируют из элементов заводского изготовления, применяя соединения на сварке или болтах.

Выбор способа производства работ по возведению сооружений зависит от местных условий планировки, наличия строительного оборудования, климатических условий и других факторов.

Глава 2

МОНОЛИТНЫЕ И СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ ЭСТАКАД

2.1. МЕТОДЫ ВОЗВЕДЕНИЯ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЭСТАКАД ИЗ МОНОЛИТНОГО И СБОРНО-МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Конструкцию пролетных строений эстакад во многом определяют методы их возведения.

Пролетные строения эстакад возможно бетонировать в опалубке на сплошных подмостях (рис. 2.1, а). Напрягаемую и ненапрягаемую арматуру в этом случае располагают на всю длину пролетного строения. После натяжения напрягаемой арматуры на затвердевший бетон пролетное строение начинает работать по статической схеме, соответствующей стадии эксплуатации сооружения. При значительной протяженности эстакады ее пролетные строения бетонировать многопролетными секциями, переставляя подмости и опалубку по мере готовности частей сооружения. По концам секций пролетные строения прерывают, устраивая деформационные швы, или делают монтажный стык напрягаемой арматуры.

Возведение методом бетонирования на сплошных подмостях целесообразно для криволинейных пролетных строений с изменяющейся по длине сооружения шириной. Метод возведения малоиндустриален, вызывает необходимость загромождения подэстакадного пространства.

Более технологичен метод по пролетному бетонированию. Пролетное строение в этом случае бетонировать в опалубке, подвешенной к перемещающимся подмостям (рис. 2.1, б). Подмости по мере готовности пролетного строения перемещаются вдоль оси эстакады. При этом они имеют длину двух пролетов эстакады, а опалубка захватывает длину одного пролета или несколько больше. Подмости, имеющие ходовые части, опираются на готовую часть пролетного строения и впереди расположенную опору. Подэстакадное пространство при этом способе возведения остается свободным. Метод по пролетному бетонированию наиболее рационален при сооружении длинных эстакад. Стыки участков бетонирования целесообразно размещать в пределах зоны, где моменты от собственного веса минимальны по абсолютному значению. В этих местах наиболее удобно стыковать напрягаемую арматуру бетонизируемого участка с арматурой, установленной ранее. Этот способ не влияет на форму поперечного сечения пролетного строения, схему разбивки его на пролеты и систему армирования. При по пролетном бетонировании применяют коробчатые, плитно-ребристые, ребристые и плитные конструкции, прядевую, проволочную, стержневую арматуры. Желательно по условиям строительства применять постоянную высоту пролетного строения. При проектировании конструкции следует учитывать изменение статической схемы сооружения.

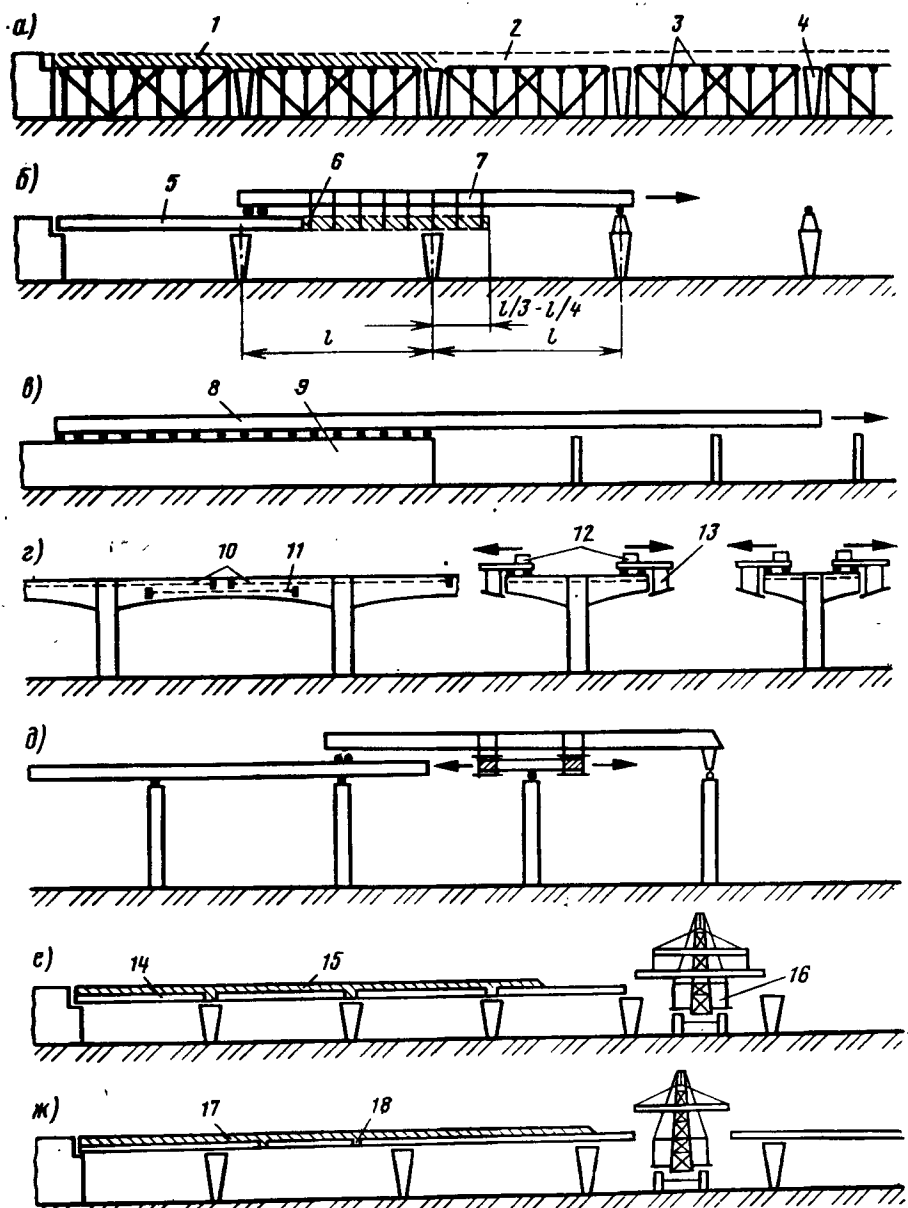


Рис. 2.1. Схемы возведения пролетных строений эстакад из монолитного и сборно-монолитного железобетона:

1 — бетонизируемая монолитная конструкция; 2 — опалубка; 3 — подмости; 4 — опоры эстакады; 5 — готовая часть конструкции; 6 — стык бетонизируемых участков; 7 — передвижной агрегат для поперечного бетонирования; 8 — надвигаемое пролетное строение; 9 — насыпь подхода; 10 — верхняя арматура, устанавливаемая при навесном бетонировании; 11 — нижняя арматура, устанавливаемая после соединения консолей в середине пролета; 12 — передвижные тележки; 13 — опалубка и подмости для навесного бетонирования; 14 — сборные элементы пролетного строения; 15 — бетон омоноличивания; 16 — монтажный кран; 17 — балка подвесного пролетного строения; 18 — стык подвесного пролетного строения с консолью

Длины пролетов эстакады должны быть одинаковыми. В процессе строительства изменяется статическая схема сооружения, что должно учитываться при проектировании.

Эстакады из монолитного железобетона можно сооружать методом продольной надвигки. При этом пролетное строение бетонируют секциями на подходах, а затем надвигают на опоры (рис. 2.1, в). Статическая схема пролетного строения в ходе надвигки отличается от окончательной, что часто вызывает необходимость установки временной натягаемой арматуры. Надвигка пролетных строений возможна только при их постоянной высоте.

Эстакады рамных систем с пролетами более 40 м и высокими опорами возводят методом навесного бетонирования. При равных пролетах эстакады бетонирование в подвесной опалубке ведут уравновешенным способом от опор к серединам пролетов (рис. 2.1, г). Возможно навесное уравновешенное бетонирование, осуществляемое при сооружении неразрезных пролетных строений. В этом случае опалубку на длину секции бетонирования подвешивают к перемещающимся подмостям справа и слева от промежуточной опоры (рис. 2.1, д). При навесном бетонировании пролетные строения могут иметь переменную высоту. После твердения бетона забетонированных секций их обжимают элементами натягаемой арматуры.

Сборно-монолитные пролетные строения сооружают методами, зависящими от типа сборных элементов эстакады. Наиболее распространены сборные балочные элементы, перекрывающие весь пролет и объединяемые в поперечном направлении монолитным бетоном (рис. 2.1, е). Таким методом возводят балочные разрезные, неразрезные, температурно-неразрезные, а также рамные эстакады. Так как устройство стыка сборных элементов над опорой в наиболее напряженной части неразрезных или рамных пролетных строений затруднительно, то его выносят в пролет в зону минимальных по абсолютному значению изгибающих моментов. При такой конструкции одну часть сборных элементов делают с консолями, а другую — подвесными (рис. 2.1, ж). Установку в пролет сборных элементов осуществляют кранами на гусеничном или пневматическом ходу.

Статическая схема сборно-монолитных эстакад всегда изменяется во время строительства. Сборные элементы работают как разрезные или консольные балки, а после твердения бетона омоноличивания образовавшаяся система начинает работать как неразрезная или рамная.

Сборно-монолитные конструкции пролетных строений позволяют часто отказываться от подмостей, что ускоряет темпы строительства. Однако при сложной криволинейной или разветвленной форме эстакад применять сборно-монолитные конструкции труднее.

2.2. КОНСТРУКЦИЯ МОНОЛИТНЫХ ПЛИТНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЭСТАКАД

Плитные пролетные строения могут иметь постоянную или переменную высоту как в продольном, так и поперечном направлениях. Кроме того, возможны плитные пролетные строения с переменной высотой только в поперечном направлении.

Плитные пролетные строения постоянной высоты опираются по всей ширине на ригели рамных опор (рис. 2.2, а), на опоры-стенку или в отдельных точках на стоечные опоры (рис. 2.2, б). Пролеты монолитных плитных эстакад сплошного сечения с постоянной высотой назначают порядка $l = 10 \div 15$ м при разрезной схеме и $l = 12 \div 25$ м при неразрезной. В разрезных конструкциях высоту h принимают равной $\left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}\right) l$, а в неразрезных — $\left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}\right) l$. Полная ширина пролетного строения B должна быть не более 15—20 м, чтобы не вызывать излишне больших поперечных температурных деформаций, ухудшающих условия работы опорных частей. При большей ширине пролетного строения устраивают продольные ребра. Выступающие ригели опор, а также продольные ребра ухудшают внешний вид плитной конструкции.

При точечном опирании плиты в поперечном направлении расстояние b между стойками назначают в пределах $(8 \div 12) h$, а вылет консольных свесов $c = (4 \div 8) h$. Одновременно соблюдают соотношение $b/l = \frac{1}{2} \div \frac{1}{4}$.

Если большинство опор плитной эстакады имеет одностоечную или одностолбчатую конструкцию, то они должны быть жестко объединены с пролетным строением.

Плитные пролетные строения, опирающиеся на опоры-стенки или одностолбчатые опоры, в поперечном направлении во многих случаях имеют переменное сечение. Такое изменение сечения можно осуществлять ступенчато (рис. 2.3, а) или плавно (рис. 2.3, б, в). Относительную толщину свесов назначают такой же, как при точечном опирании, а относительную высоту пролетных строений в утолщенной части $h/l = 1/14 \div 1/25$.

Если полная ширина плитного пролетного строения заметно меньше его пролета, т. е. $B/L < 0,3 \div 0,5$, то в середине пролета работа такой несущей конструкции приближается к работе балки и усилия в направлении поперек пролета невелики.

При небольших пролетах эстакады возможно устройство опор в шахматном порядке при тех же соотношениях h/c и h/l .

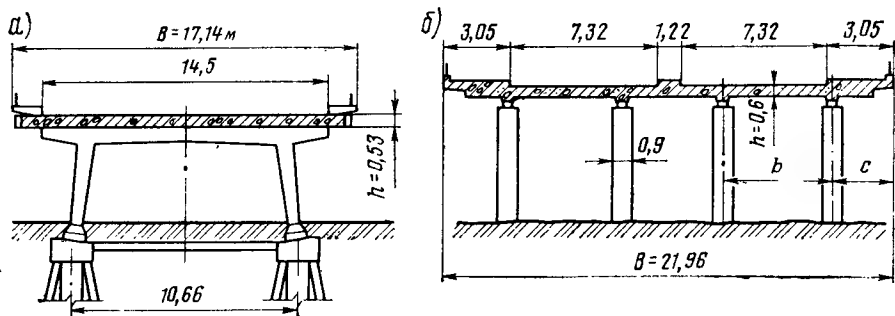


Рис. 2.2. Поперечные сечения эстакад с монолитными плитными пролетными строениями постоянной высоты

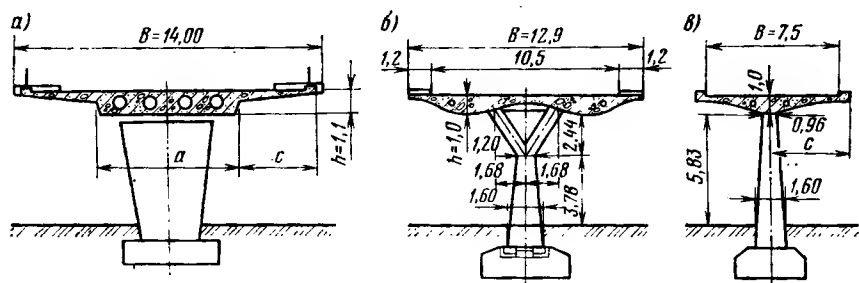


Рис. 2.3. Поперечные сечения эстакад с монолитными плитными пролетными строениями переменной высоты по ширине сооружений

Для облегчения веса в монолитных пролетных строениях устраивают пустоты различного вида. Чаще всего пустоты делают круглыми (см. рис. 2.3, а), овальными или прямоугольными. Такие конструкции по характеру работы близки к многоконтурным коробчатым пролетным строениям.

Условно можно принять, что пролетное строение относится к плитным, если $B/h > 8 \div 10$ и общая площадь пустот составляет менее половины площади брутто поперечного сечения. При пролетах $l = 30 \div 40$ м нерационально оставлять высоту пролетного строения постоянной вдоль направления движения. Применяемые при таких пролетах конструкции имеют плавно изменяющуюся высоту. Опоры чаще всего выполняют одностолбчатыми, заделанными в пролетное строение и фундамент. Пролетные строения такого типа называют «грибовидными» (рис. 2.4). При заделывании столбов большого диаметра (3,0—4,0 м) в пролетное строение удастся значительно уменьшить его высоту в середине пролета до $h \leq (1/30 \div 1/50) l$. В опорных сечениях высота такого пролетного строения составляет $H = (2 \div 5) h$. Недостаток таких конструкций — сложность бетонирования плиты с переменной высотой во всех направлениях. Часто их сооружают в стандартной опалубке методом поперечного бетонирования. При большой длине и жестких опорах в грибовидных эстакадах могут развиваться значительные напряжения, вызванные температурным расширением или сжатием, поэтому не более чем через 50—60 м рекомендуется устраивать деформационные швы.

Армирование пролетных строений монолитных эстакад осуществляется ненапрягаемой или предварительно напрягаемой арматурой. Возможно и их сочетание. Количество арматуры и расстояние между ее элементами определяют расчетом при соблюдении требований действующих норм. Разрезные плитные пролетные строения, опирающиеся по всей ширине, имеют продольную рабочую и поперечную конструктивную арматуру. У опор устраивают отгибы, переводя часть арматуры в верхнюю зону. Вблизи середины пролета устанавливают более часто нижнюю и верхнюю поперечную арматуру (рис. 2.5, а, б), которая, кроме поддержания рабочих продольных стержней, воспринимает поперечные положительные и отрицательные изгибающие моменты.

В неразрезных пролетных строениях у промежуточных опор также устраивают отгибы, а при необходимости устанавливают дополнительную верхнюю продольную арматуру, работающую на отрицательный изгибающий момент. В поперечном сечении сплошной или пустотелой плиты можно не устраивать замкнутых хомутов, распределяя рабочие стержни равномерно по ширине плиты.

В том случае, когда пролетное строение опирается на стойки в отдельных точках, поперечная арматура вблизи опор воспринимает значительные положительные и отрицательные моменты и должна располагаться более часто, чем в пролете. Отгибы поперечной арматуры располагают вблизи точек опирания (рис. 2.5, в).

Сложнее армируются косые и криволинейные плитные пролетные строения. Продольную рабочую и поперечную конструктивную нижнюю арматуру косой, разрезной конструкции размещают параллельно граням пролетного строения в плане (рис. 2.6, а). К середине пролета число продольных стержней увеличивается. Верхнюю поперечную арматуру таких плит лучше располагать перпендикулярно продольной эстакаде оси, увеличивая ее количество у тупых углов, так как в этой области возможно развитие поперечных отрицательных изгибающих моментов (см. рис. 2.6, а).

Плитные конструкции с точечным косым опиранием целесообразнее армировать продольными и поперечными стержнями по косому направлению (рис. 2.6, б). Над стойками опор число поперечных стержней увеличивают и устраивают отгибы, так же как в прямых пролетных строениях. Если ширина косого пролетного строения невелика по сравнению с пролетом, то армирование надопорных зон можно осу-

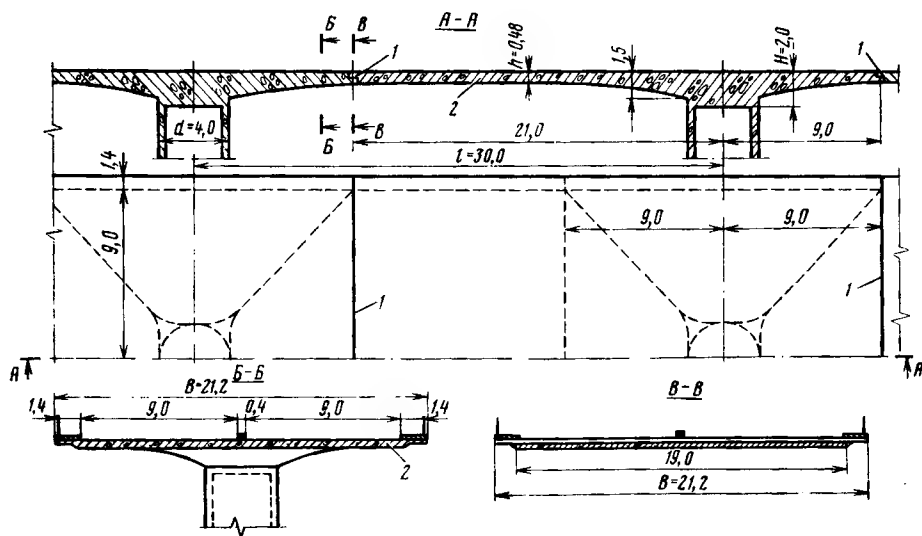


Рис. 2.4. Плитное пролетное строение переменной высоты (грибовидное):

1 - деформационный шов; 2 - пролетное строение

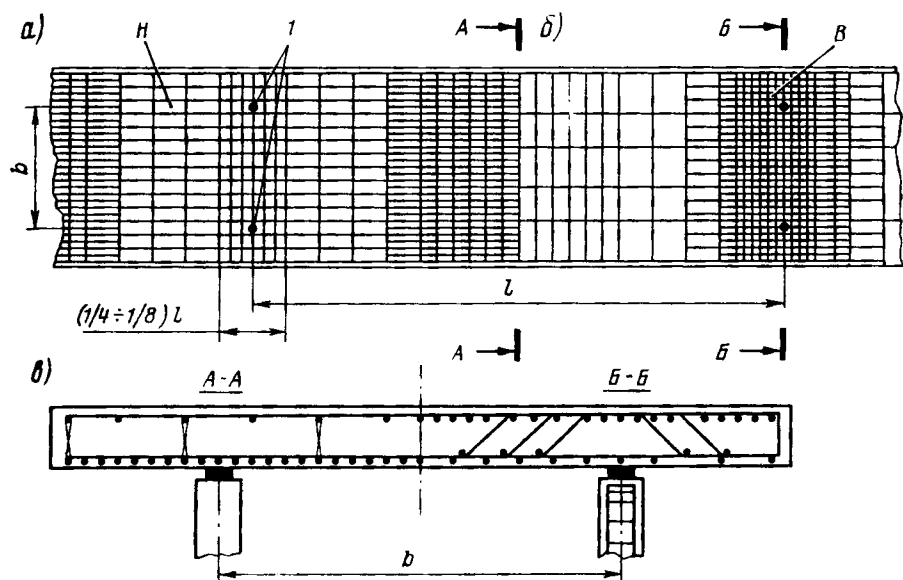


Рис. 2.5. Армирование прямолинейных плитных пролетных строений ненапрягаемой арматурой:

1 — точки опирания; H — нижняя арматура; B — верхняя арматура

ществовать часто расположенными поперечными стержнями, перпендикулярными оси сооружения (рис. 2.6, в).

Криволинейные неразрезные пролетные строения армируют аналогично прямолинейным продольной и поперечной арматурой. Однако из-за различной жесткости зон пролетного строения, примыкающих к наружной и внутренней граням, усилия в них будут также разными. Это требует неравномерного размещения продольной нижней и верхней арматуры в плане пролетного строения (рис. 2.7, а).

Пролетные строения, заделанные в одиночные столбы, подвержены действию отрицательных изгибающих моментов вблизи опоры как в продольном, так и в поперечном направлениях. В соответствии с этим верхнюю арматуру над столбом устанавливают в виде перекрестной сетки стержней с наибольшим сгущением над ним (рис. 2.7.б). Если пролетное строение имеет у опоры увеличенную толщину, то часть продольных и поперечных стержней может быть выполнена с отгибами.

Плитные пролетные строения переменной высоты в продольном и поперечном направлениях можно армировать радиально расположенной над столбом опоры верхней арматурой (рис. 2.8, а). Нижнюю арматуру можно располагать так же, как в пролетном строении с постоянной высотой (см. рис. 2.7, б).

Вместо пролетных строений с переменной высотой в продольном и поперечном направлениях возможно использование плитной конструкции постоянной высоты, но со столбчатыми опорами, снабженными радиально расходящимися консолями. Эти консоли армируют верхней

арматурой, отгибами и хомутами. Пролетное строение у опоры на участках между консольными выступами работает на местный положительный и отрицательный моменты как защемленная по концам плита с пролетом, равным расстоянию между консолями. Кроме того, в плите в надопорной зоне действуют продольные и поперечные отрицательные моменты, возникающие от работы пролетного строения в целом (рис. 2.8, б).

Плитные пролетные строения с предварительно напряженной арматурой конструируют такими же методами. Продольные элементы арматуры располагают на всей длине пролетного строения, плавно переводя из нижней зоны в пролете в верхнюю над опорами. В протяженных эстакадах часть продольных элементов арматуры обрывают в пролетах, отгибая их к верхней или нижней грани. В поперечном направлении армируют в зависимости от способа опирания на опоры и работы плитной конструкции над опорами как неразрезной или консольной балки.

В косых пролетных строениях поперечная арматура в надопорной зоне может располагаться по направлению косины, а в остальной части — перпендикулярно оси моста. Вблизи опоры для предотвра-

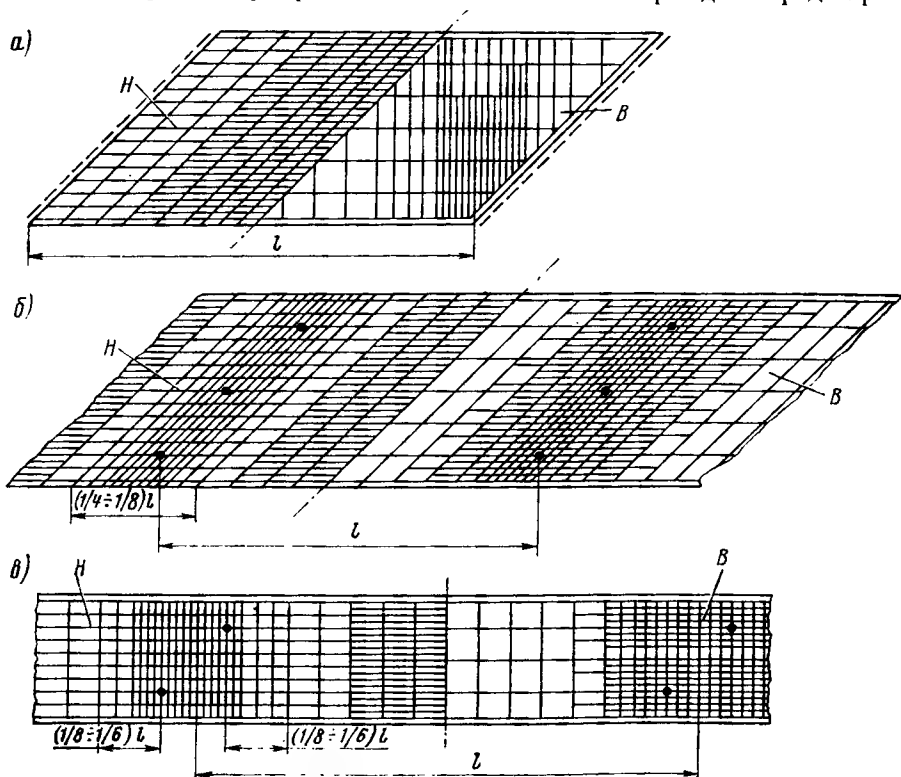


Рис. 2.6. Схема армирования косых плитных пролетных строений ненапрягаемой арматурой:

H — нижняя арматура; *B* — верхняя арматура

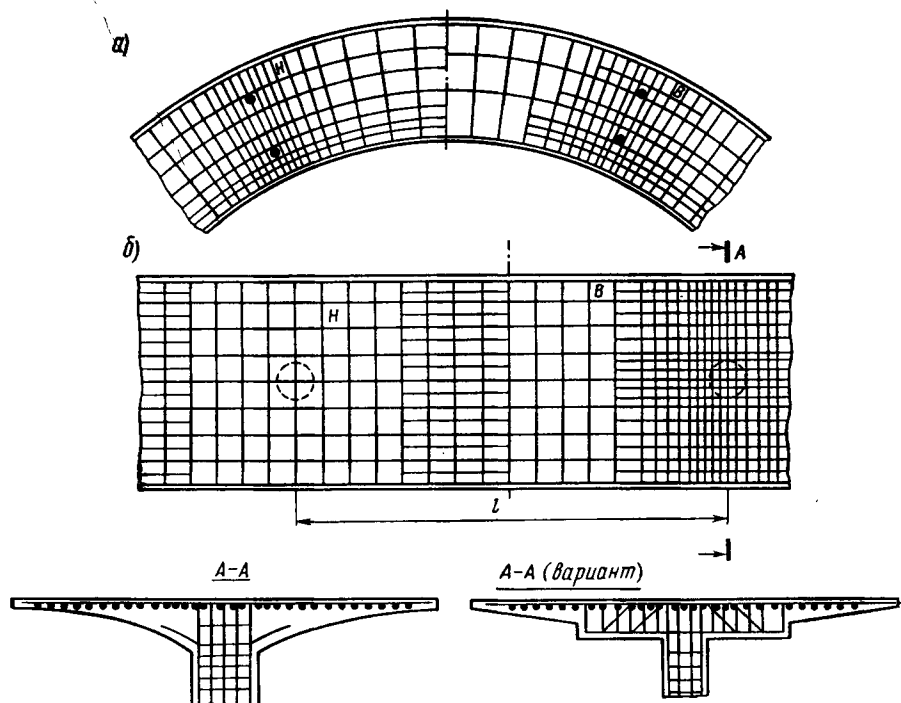


Рис. 2.7. Схемы армирования ненапрягаемой арматурой криволинейных плитных пролетных строений с точечным опиранием и на столбчатых опорах:
 H — нижняя арматура; B — верхняя арматура

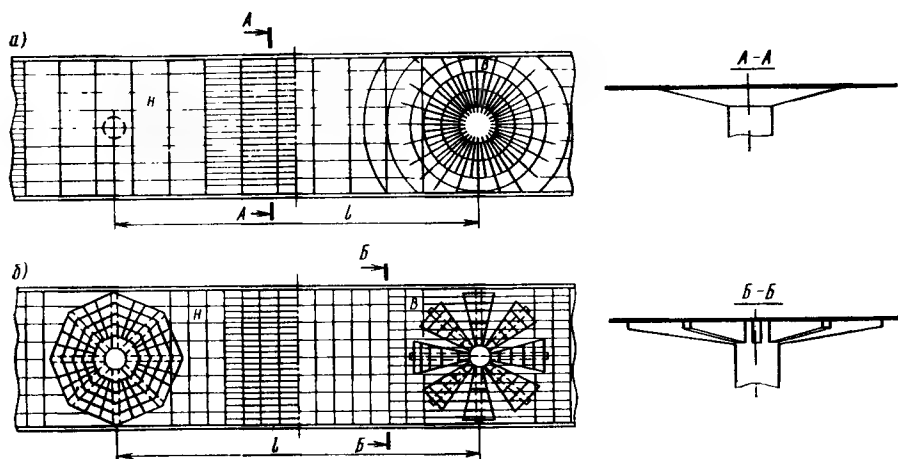


Рис. 2.8. Схемы армирования ненапрягаемой арматурой пролетных строений переменной толщины:
 H — нижняя арматура; B — верхняя арматура

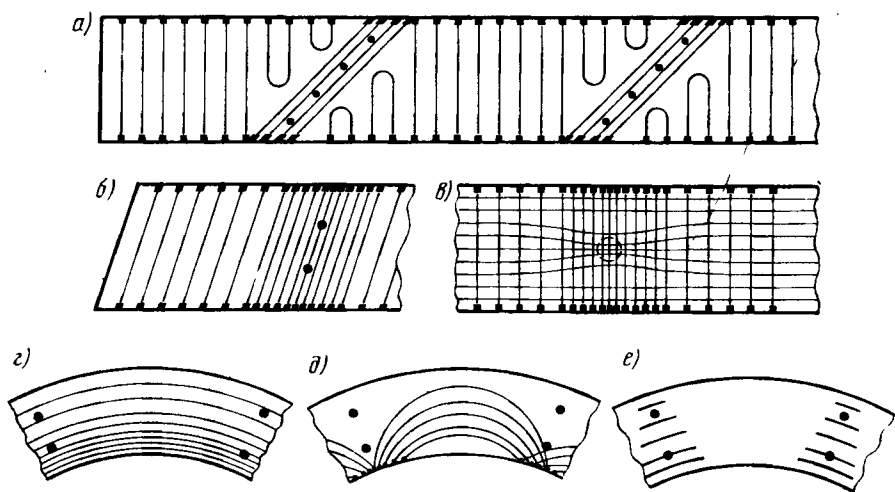


Рис. 2.9. Схемы армирования плитных пролетных строений ненапрягаемой арматурой

щения пересечения арматурных элементов устраивают петлевые пучки (рис. 2.9, а). В пролетных строениях с небольшой косиной всю поперечную арматуру целесообразно располагать параллельно косо направленным граням (рис. 2.9, б).

В пролетных строениях, опирающихся на одиночные в поперечном направлении столбы, поперечную арматуру следует концентрировать к оси опоры в месте наибольших отрицательных изгибающих моментов (рис. 2.9, в).

Криволинейные пролетные строения могут иметь нижнюю продольную арматуру, проходящую по всей их длине, но сгущающуюся в плане к внутренней грани (рис. 2.9, г). Нижняя арматура может быть также изогнутой в плане с анкерровкой на внутренних гранях конструкции (рис. 2.9, д). Верхнюю продольную арматуру располагают над опорами на длине, определяемой протяженностью зоны отрицательных моментов. Размер этой зоны изменяется по ширине плиты (рис. 2.9, е).

Поперечную напрягаемую арматуру криволинейных пролетных строений располагают обычно радиально с большей концентрацией вблизи опор. Для поддержания предварительно напрягаемой арматуры в проектном положении устанавливают каркасы из ненапрягаемой арматуры.

2.3. КОНСТРУКЦИЯ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ПЛИТНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Сборно-монолитные плитные пролетные строения различаются прежде всего по типу сборных элементов. Могут быть элементы в виде досок (рис. 2.10, а), корытообразных плит (рис. 2.10, б), перевернутых тавров с пустотами (рис. 2.10, в) или без них (рис. 2.10, г, д), а так-

же коробчатых брусьев (рис. 2.10, е). В элементах длиной до 10—15 м арматура может быть ненапрягаемой и состоять из отдельных стержней, плетей или сварных каркасов. В последнее время даже для пролетов 6,0—8,0 м стремятся принять элементы с напрягаемой на упоры арматурой. В качестве напрягаемой арматуры используют отдельную высокопрочную проволоку, пряди из нескольких таких проволок и стержни периодического профиля. Реже применяют пучковую напрягаемую арматуру, которую располагают прямолинейно и криволинейно с отгибами в приопорных участках.

Для включения сборных элементов в совместную работу их объединяют путем омоноличивания бетоном, соединения выпусков поперечной ненапрягаемой арматуры, натяжения поперечной напрягаемой арматуры. Возможно одновременное использование нескольких из этих способов.

При возведении пролетных строений сборные элементы устанавливают с небольшим (10—20 мм) зазором друг от друга. Бетон омоноличивания заполняет пространство между элементами. Его укладывают выше этих элементов, обеспечивая на поверхности необходимый поперечный уклон.

Сборные плиты (струнодошки) с омоноличиванием их поверху применяют при пролетах 6—10 м (рис. 2.11, а). Для лучшего сцепления с монолитным бетоном их верхнюю поверхность делают неровной (см. рис. 2.10, а). При пролетах 10—15 м можно использовать плиты корытообразного профиля (рис. 2.11, б), а при больших пролетах — элементы перевернутого таврового или коробчатого сечения. Для улучшения пространственной работы пролетного строения над сборными элементами в монолитном бетоне укладывают сетку арматуры. Выпуски арматуры в сборных элементах перекрещивают (рис. 2.11, в), или образуют из них петлевой стык (рис. 2.11, г), или, наконец, сваривают (рис. 2.11, д).

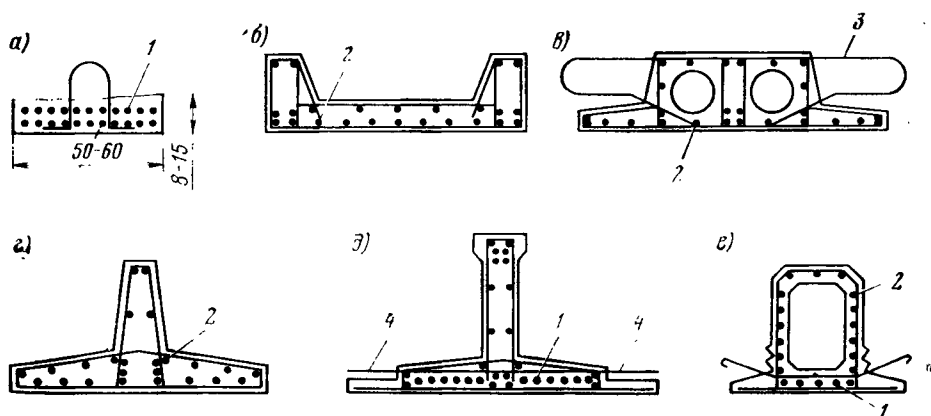


Рис. 2.10. Поперечные сечения элементов сборно-монолитных пролетных строений:

1 — напрягаемая арматура; 2 — ненапрягаемая арматура; 3 — петлевые выпуски поперечной арматуры; 4 — выпуск поперечной арматуры

Для уменьшения веса пролетного строения омоноличивать тавровые или коробчатые элементы можно только на некоторой части их высоты. В бетоне омоноличивания тогда располагают поперечную не-напрягаемую или напрягаемую арматуру, для которой предусматривают отверстия в стенках сборных элементов (рис. 2.11, а). Сверху по стенкам элементов укладывают короткие сборные железобетонные плиты, а по ним — слои покрытия проезжей части (см. рис. 2.11, е). Тонкие железобетонные плиты могут служить также опалубкой для монолитного бетона, укладываемого по ним (см. рис. 2.11, д).

Иногда между сборными элементами по их верхним поясам перед омоноличиванием укладывают сводчатые элементы из листовой стали, которые, как и тонкие железобетонные плиты, служат опалубкой (рис. 2.11, ж). Сборные элементы возможно устанавливать не плотно друг к другу, а с интервалами, перекрывая их железобетонными пло-

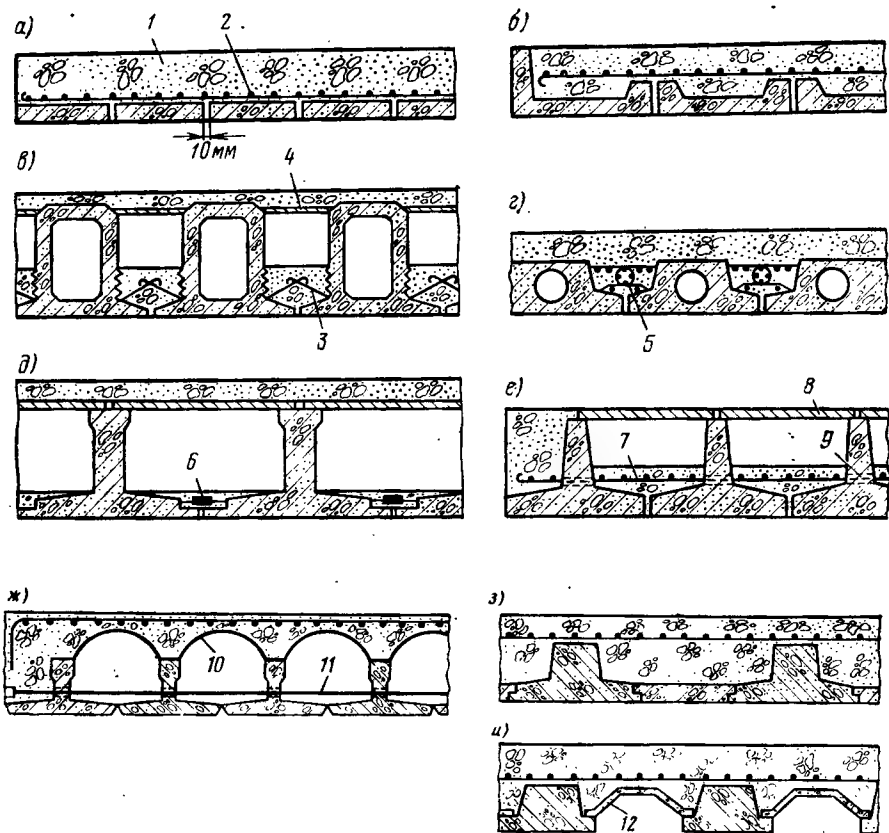


Рис. 2.11. Поперечные сечения сборно-монолитных пролетных строений эстакад:
1 — бетон омоноличивания; 2 — арматурная сетка; 3 — петлевой стык выпусков арматуры;
4 — сборные плиты-опалубка бетона омоноличивания; 5 — продольные стержни стыка; 6 —
сварной стык выпусков арматуры; 7 — арматурные стержни, проходящие через каналы в
блоках; 8 — сборная плита; 9 — поперечный канал для арматуры; 10 — сводчатая метал-
лическая опалубка, оставляемая в конструкции; 11 — напрягаемая арматура; 12 — элементы
складчатой железобетонной плиты

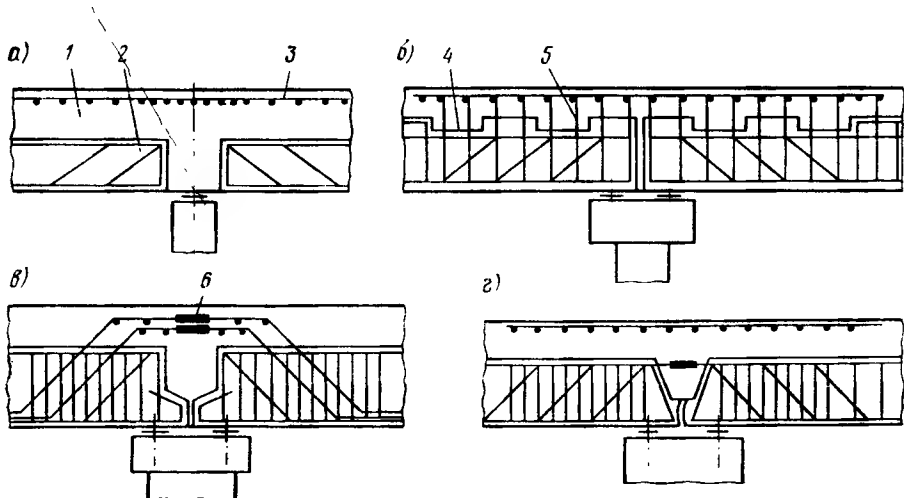


Рис. 2.12. Конструкция надпорных стыков с ненапрягаемой арматурой сборно-монокрипных пролетных строений:

1 — бетон омоноличивания; 2 — сборные элементы; 3 — арматурная сетка; 4 — уступы на сборных элементах; 5 — выпуски хомутов из сборных элементов; 6 — сварной стык выпусков арматуры

скими или складчатыми плитами в уровне нижних поясов элементов (рис. 2.11, з, и). Поперечная напрягаемая арматура проходит в поперечных каналах сборных элементов и натягивается до укладки и затвердения монолитного бетона или после (см. рис. 2.11, ж).

Ответственным участком неразрезных плитных пролетных строений является надпорный узел. В неразрезную систему конструкцию объединяют, устанавливая или стыкуя продольную арматуру в бетоне омоноличивания, в сборных элементах (блоках), а также одновременно в бетоне омоноличивания и сборных элементах. Создавать неразрезную систему передач усилий только через бетон омоноличивания можно для пролетных строений с пролетами 6,0—10,0 м. В этом случае над промежуточной опорой устанавливают в верхней зоне арматурную сетку, которая воспринимает растягивающие усилия от продольных отрицательных изгибающих моментов (рис. 2.12, а). Сборные элементы могут быть при этом предварительно напряженными, но конструкция в опорном сечении будет работать как армированная ненапрягаемой арматурой.

При больших пролетах целесообразно передавать усилия со сборных элементов на бетон омоноличивания и обратно. Для этого по всей длине пролетного строения, кроме верхней арматурной сетки, можно устраивать выпуски хомутов и уступы в верхней грани сборных элементов (рис. 2.12, б). Более совершенным можно считать сварной (рис. 2.12, в) или петлевой стык выпусков арматуры сборных элементов. Такой стык одновременно обеспечивает передачу усилия между сборными элементами и армирование верхней зоны монолитного бетона. Можно вначале выполнить сварной стык сборных элементов, а за-

тем уложить бетонную смесь омоноличивания с установкой верхней арматурной сетки (рис. 2.12, з).

Расположение стыков арматуры над сборными элементами позволяет устраивать между ними небольшие зазоры (см. рис. 2.12, в). При устройстве стыков в пределах высоты сборных элементов (см. рис. 2.12, з) зазоры должны быть не менее 0,3—0,5 м. Однако по сравнению с предыдущим случаем лучше обеспечивается передача усилий с одного пролета на другой, и сборные элементы включаются в работу на вес бетона омоноличивания в неразрезной системе.

Сборные элементы с предварительно напрягаемой арматурой могут объединяться в неразрезные соединения дополнительной ненапрягаемой арматуры. В некоторых случаях стремятся их объединить с использованием напрягаемой арматуры, чтобы не создавать конструкцию, разнородную по способу армирования. Тогда арматурные элементы пропускают через закрытые каналы бетона омоноличивания и заанкеривают после натяжения на верхней или нижней грани пролетного строения (рис. 2.13, а). Протаскивание арматуры через криволинейные каналы и натяжения снизу оказывается затруднительным, однако при этом достигается более надежная работа конструкции. Натяжение арматуры сверху удобнее, но в этом случае требуется дополнительно армировать бетон омоноличивания против его выкалывания.

Целесообразно применять армоэлементы, заранее изготовленные на стендах и обжатые расположенной в них арматурой. После укладки армоэлементов в бетон омоноличивания верхней надпорной зоны не требуется натяжение арматуры, а бетон армоэлементов работает как предварительно напряженный, воспринимая растягивающие уси-

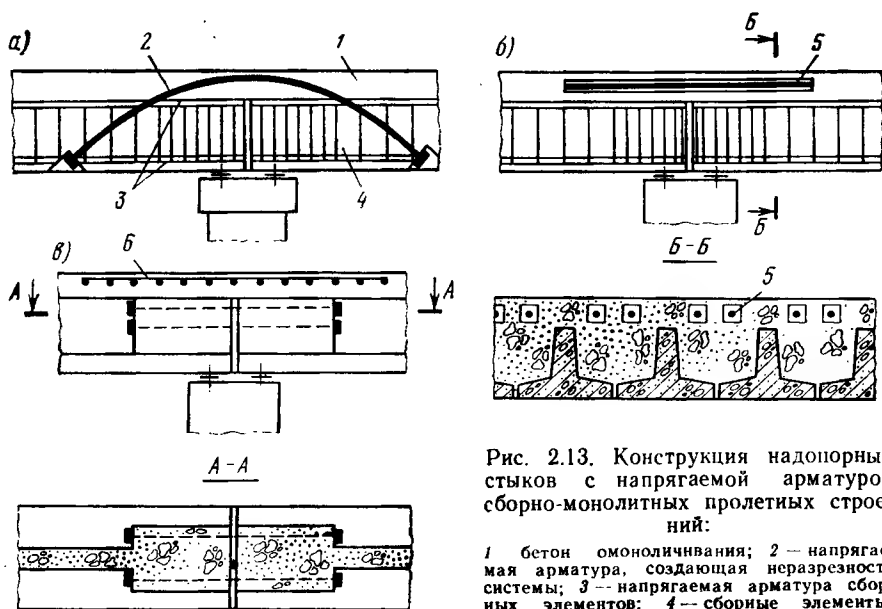


Рис. 2.13. Конструкция надпорных стыков с напрягаемой арматурой сборно-монолитных пролетных строений:

1 — бетон омоноличивания; 2 — напрягаемая арматура, создающая неразрезность системы; 3 — напрягаемая арматура сборных элементов; 4 — сборные элементы; 5 — армоэлемент в бетоне омоноличивания; 6 — арматурная сетка

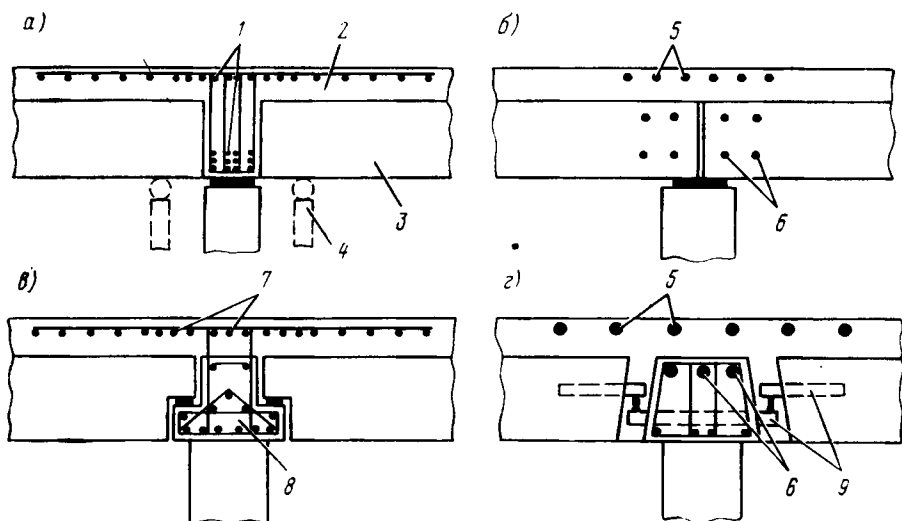


Рис. 2.14. Схемы поперечного армирования в надопорной части сборно-монолитных плитных пролетных строений:

1 — каркас поперечной арматуры в промежутке между элементами; 2 — бетон омоноличивания; 3 — сборный элемент; 4 — временная опора; 5 — напрягаемая поперечная арматура в бетоне омоноличивания; 6 — то же в каналах сборных элементов или ригеля; 7 — выпуски хомутов и поперечная арматура над опорой; 8 — ригель с консольными выступами; 9 — металлические консоли

для от изгиба (рис. 2.13, б). Возможно и непосредственное объединение сборных элементов напрягаемой арматурой с созданием неразрезности на стадии монтажа, но тогда бетон омоноличивания над опорой необходимо армировать сеткой для предотвращения его растрескивания (рис. 2.13, в).

На конструкцию и поперечное армирование надопорного узла неразрезных или рамных эстакад влияет способ монтажа сборных элементов и способ опирания пролетного строения. Если ширина опоры достаточна, то сборные элементы опирают непосредственно на нее, а омоноличивание осуществляется после устройства стыка продольной арматуры. При этом поперечную арматуру в стыке не устанавливают (см. рис. 2.12, б и 2.13, а).

При возведении плитных пролетных строений, опирающихся на отдельные столбы или стойки, сборные элементы устанавливают на временные опоры. Если при этом между сборными элементами оставляют широкий зазор, то в нем предусматривают размещение поперечной арматуры (рис. 2.14, а). Если зазор между сборными элементами практически отсутствует, то возможно натяжение поперечной напрягаемой арматуры в надопорной зоне (рис. 2.14, б).

В многопролетных рамных конструкциях сборные элементы при возведении эстакады устанавливают на железобетонные (рис. 2.14, в) или металлические консольные выступы (рис. 2.14, г) ригеля опоры с устройством стыка продольной арматуры над ригелем. Поперечную

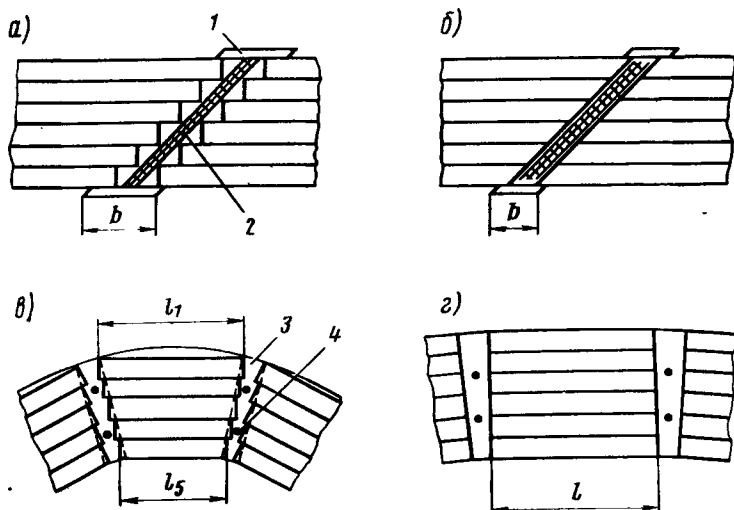


Рис. 2.15. Схемы размещения сборных элементов в косых и криволинейных плитных пролетных строениях:

1 — ригель опоры; 2 — каркас надопорной поперечной арматуры; 3 — ригель переменной ширины; 4 — стойки опоры

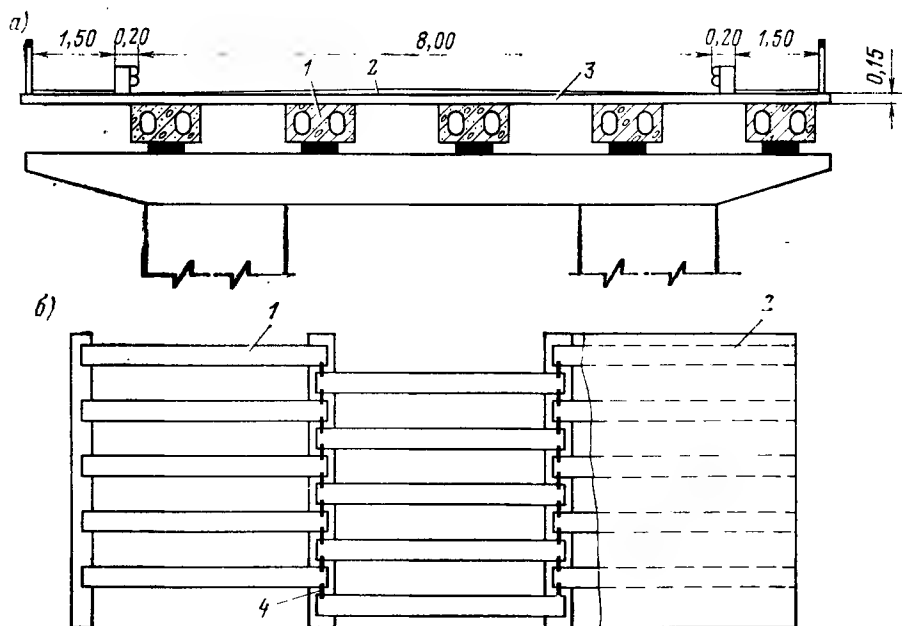


Рис. 2.16. Схема температурно-неразрезного пролетного строения:

а — поперечный разрез; б — план;

1 — пустотелые плитные блоки; 2 — асфальтобетонное покрытие; 3 — монолитная плита проезжей части из самонапряженного бетона; 4 — шарнирное соединение

арматуру располагают как в самом ригеле, так и в бетоне омоноличивания над опорой.

При возведении косых сборно-монолитных плитных эстакад сборные элементы могут иметь нормальные (рис. 2.15, *а*) или скошенные торцы (рис. 2.15, *б*). В первом случае требуется большая ширина опоры b и сложнее устройство стыка, но проще изготовление и армирование сборных элементов. Во втором случае торцы сборных элементов требуют применения косых арматурных сеток, но при этом ширина опоры b может быть небольшой.

Криволинейные пролетные строения собирают из сборных элементов разной длины при большой кривизне эстакады (рис. 2.15, *в*) и из элементов одинаковой длины при малой ее кривизне (рис. 2.15, *г*). Криволинейную поверхность краевым элементам можно обеспечить соответствующей формой опалубки для омоноличиваемого бетона. Возможно также применение элементов с криволинейной фасадной поверхностью. Разрезные плитные элементы могут быть объединены в температурно-неразрезное пролетное строение. При этом сборные элементы, подходящие к промежуточной опоре из смежных пролетов, могут быть расположены на ее ригеле вразбежку и затем омоноличены плитой проезжей части из самонапряженного бетона (рис. 2.16).

Температурная неразрезность образующейся системы обеспечивается сваркой закладных деталей, установленных по боковым граням плитных блоков. В надопорных сечениях сборные элементы отделяются от монолитной плиты проезжей части упругими прокладками из битумной мастики или рубероида. Подобные конструкции в сравнении с рассмотренными выше позволяют сократить число сборных элементов, устанавливаемых в поперечном сечении эстакады.

2.4. КОНСТРУКЦИЯ РЕБРИСТЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Конструкция монолитных ребристых пролетных строений эстакад определяется главным образом методом их возведения [19]. При бетонировании на сплошных подмостях пролетное строение состоит из нескольких ребер, объединенных плитой проезжей части (рис. 2.17, *а*). Поперечная жесткость конструкции обеспечивается устройством опорных и промежуточных диафрагм. Возможно, особенно в узких пролетных строениях, предусматривать только опорные поперечные диафрагмы. Сечение ребер из условия простоты распалубливания принимается прямоугольным либо трапецидальным (рис. 2.17, *в*). Реже ребра имеют более сложное сечение (см. рис. 2.17, *а*). Толщина ребер обычно бывает достаточной для размещения в них необходимой напрягаемой арматуры без устройства уширений. Ее принимают равной 0,2—0,6 м. Расстояние между ребрами C назначают в пределах 2—5 м, а иногда и большим. При $C \leq 3$ м плита обычно не имеет поперечного предварительного напряжения и ее толщина h_n тогда составляет 0,15—0,2 м, т. е. около $(1/12—1/18) C$. В тех случаях, когда $C > 3$ м, в плите располагают напрягаемую арматуру, заанкериваемую по ее боковым граням.

При армировании мощными напрягаемыми пучками необходимо увеличить толщину ребер. Толщину ребер в этом случае принимают равной $a/h \leq 2 \div 3$, а расстояние между ними $C \approx 5,0 \div 8,0$ м (рис. 2.17, б). Толщина плиты составляет $h_n = 0,25 \div 0,50$ м, если поперечные диафрагмы расставлены с шагом более $2C$. При более частом расположении диафрагм плита работает на пролете между диафрагмами и толщина ее меньше.

Для уменьшения концентрации напряжений во входящих углах поперечного сечения пролетного строения или в месте его соединения с диафрагмами и опорами можно устраивать плавные закругления, несколько усложняющие опалубку, но обеспечивающие лучшие условия для распалубливания и работы сооружения (см. рис. 2.17, в). Такое решение особенно целесообразно в монолитных эстакадах рамной системы.

Конструкцию ребристых пролетных строений эстакад, возводимых методом попутного бетонирования, часто выполняют с двумя продольными ребрами. Такое поперечное сечение обеспечивает ширину проезжей части $B = 7 \div 10$ м при расстоянии между ребрами $C = 3 \div 6$ м. Между балками поперечных диафрагм не предусматривают, так как они мешают передвижке опалубки.

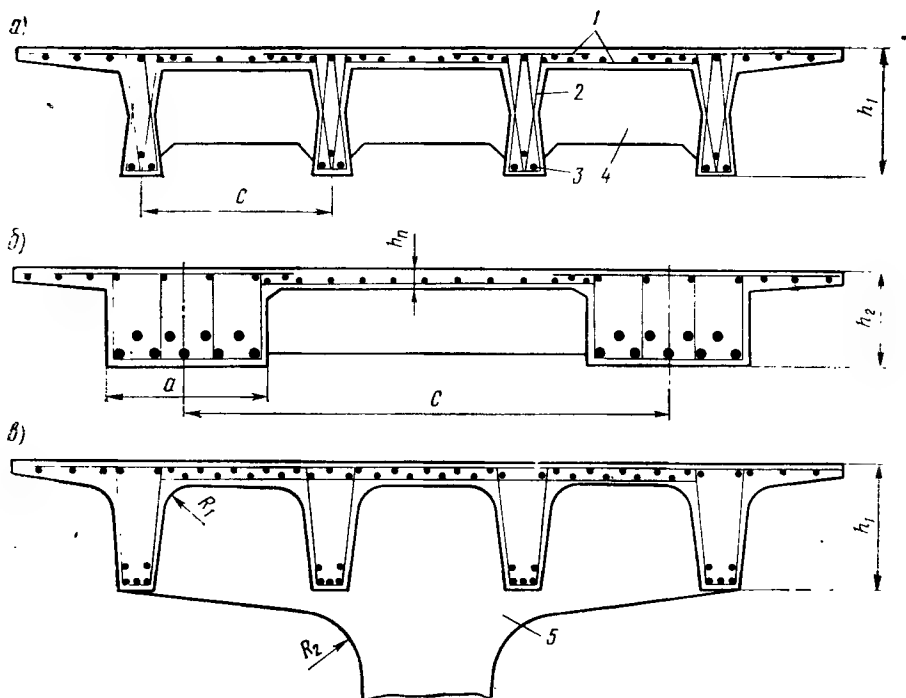


Рис. 2.17. Типы поперечных сечений и армирование монолитных ребристых пролетных строений:

1 — поперечная ненапрягаемая арматура плиты проезжей части; 2 — хомуты ребер; 3 — продольная рабочая арматура ребер (балок); 4 — поперечные диафрагмы; 5 — поперечная диафрагма, объединенная со стойкой опоры

В случае широких эстакад возводят два или более параллельных пролетных строений, разделенных свободным пространством или продольным швом под разделительной полосой.

Высоту h_1 ребристых пролетных строений монолитных эстакад неразрезной и рамной систем с узкими ребрами назначают равной $\left(\frac{1}{18} \div \frac{1}{30}\right)l$. В случае широких ребер их высота составляет $h_2 = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{40}\right)l$.

Ребристые пролетные строения целесообразны для прямолинейных и криволинейных с незначительной кривизной сооружений. Возможно их применение и для косых пересечений. В узких косых пролетных строениях диафрагмы располагают нормально к продольной оси, а в широких — по косому направлению.

Продольное армирование ребристых монолитных пролетных строений при пролетах до 20 м осуществляют ненапрягаемой арматурой, а при больших пролетах — напрягаемой. Натяжение арматуры производят после бетонирования. В качестве напрягаемой арматуры принимают высокопрочные стержни и пучки из высокопрочной проволоки. Обычно пучки содержат до 50 проволок. В отдельных случаях, в частности для пролетных строений с широкими ребрами, применяют мощные концентрированные пучки с числом проволок до 200.

При бетонировании на сплошных подмостях арматуру ребер располагают в закрытых каналах с плавными отгибами, обрывая ее как на торце ребер, так и в пролете на верхней или нижней грани пролетного строения в соответствии с эпюрой изгибающих моментов (рис. 2.18, а). В ребрах большой ширины предусматривают небольшое число мощных элементов арматуры, проходящих по всей длине ребра без обрыва в пролете (рис. 2.18, б). Вблизи торцов их можно заканчивать мощным анкером либо заводить за полукруглый натяжной элемент или, наконец, разветвлять на отдельные пучки с анкерами по концам. В эстакадах рамной системы в стойках предусматривают напрягаемую арматуру, которую выводят через ребра ригеля или опорную диафрагму на плиту проезжей части и анкеруют там (см. рис. 2.18, б).

При поперечном бетонировании напрягаемую арматуру ребер располагают также в закрытых каналах, но анкеровку ее производят по концам секции бетонирования. При этом ее анкеры должны допускать сращивание с арматурными элементами следующей по направлению бетонирования секции. В большинстве случаев стык бетонирования предусматривают в четверти каждого пролета, кроме первого (рис. 2.18, в), где изгибающие моменты от собственного веса имеют минимальные значения. Такое расположение стыка позволяет развести анкеровку арматуры по некоторой части высоты сечения с соблюдением условия обжатия, близкого к центральному. Стыки бетонирования можно располагать и вблизи каждой промежуточной опоры, что позволяет бетонировать в опалубке постоянной длины (рис. 2.18, г). Все арматурные элементы над опорой стремятся приблизить к верхней растянутой грани, что затрудняет их одновременную анкеровку. После бетонирования и твердения каждой последующей секции натягивают на-

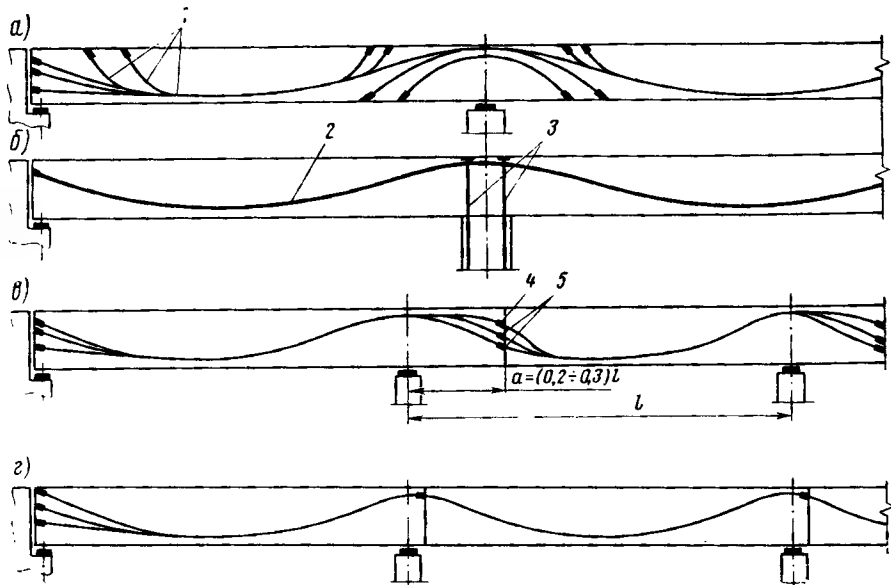


Рис. 2.18. Схема армирования продольной напрягаемой арматурой ребристых монолитных пролетных строений:

1 — элементы напрягаемой арматуры с анкерами на концах; 2 — концентрированный арматурный элемент; 3 — вертикальная напрягаемая арматура стойки рамного пролетного строения; 4 — шов пролетного бетонирования; 5 — стык арматуры в шве бетонирования

ращенную в предыдущем стыке арматуру и анкеруют ее на торце готовой секции.

Если напрягаемая арматура представляет собой стержни, то по концам их снабжают винтовой нарезкой, а анкером является гайка. Стык такого арматурного элемента осуществляется с помощью соединительной муфты с внутренней винтовой нарезкой. В том же случае, когда применяется арматура в виде пучков, ее анкер выполняют с наружной или внутренней резьбой, обеспечивающей соединение с переходным стержнем или муфтой, которые в свою очередь соединяются с анкером пучка следующей секции бетонирования.

Для восприятия крутящих моментов в криволинейных конструкциях можно смещать напрягаемую арматуру от оси ребра в сторону действия этих моментов, отгибая ее вверх в продольном направлении. Тогда поперечная сила, вызванная предварительным напряжением, будет смещена относительно оси ребра и создает момент, обратный по знаку, от постоянных и временных нагрузок.

В рамных эстакадах стойки образуют с опорными диафрагмами ригеля одно целое. Свесы опорных диафрагм могут достигать 5—7 м. В этом случае требуется их обжатие напрягаемой арматурой. Ее располагают в закрытых криволинейных каналах и анкеруют по торцам диафрагм и их нижних гранях (рис. 2.19).

Сборно-монолитные ребристые пролетные строения составляют из сборных элементов — ребер, представляющих собой разрезные балки,

и монолитной плиты проезжей части. В качестве сборных элементов могут быть и поперечные диафрагмы. Иногда их выполняют монолитными.

Сборные балки изготавливают прямолинейными длиной $l = 10 \div 40$ м и высотой $h = (1/15 \div 1/20) l$. Поперечные сечения таких балок принимают прямоугольными (рис. 2.20, а), двутавровыми с симметричными утолщениями в верхнем и нижнем поясах (рис. 2.20, б), несимметричными двутавровыми с верхней широкой полкой и нижним уширением (рис. 2.20, в) или наоборот (рис. 2.20, г). Применяют также балки перевернутого таврового сечения (рис. 2.20, д). В поперечном сечении эстакад сборные балки устанавливают с шагом 1—3 м. Балки армируют ненапрягаемой и напрягаемой арматурой в виде отдельных проволок, прядей, пучков и высокопрочных стержней, натягиваемых до бетонирования. Поперечную арматуру (хомуты), как правило, выполняют из ненапрягаемой арматуры с выпусками в монолитную плиту проезжей части (см. рис. 2.20, а, б, г, д). В балках с широкими верхними полками выпуски хомутов не делают (см. рис. 2.20, в).

Часто в качестве опалубки верхней монолитной плиты применяют тонкие железобетонные плиты толщиной 30—50 мм, укладываемые по верхним поясам балок (рис. 2.21, а). Такая опалубка остается в пролетном строении.

Балки перевернутого таврового или двутаврового сечения с развитым нижним поясом устанавливаются на монтаже практически вплотную. В нижней части ребер таких балок иногда предусматривают поперечные каналы, через которые пропускают на всю ширину пролетного строения арматуру. После укладки по нижним поясам балок мо-

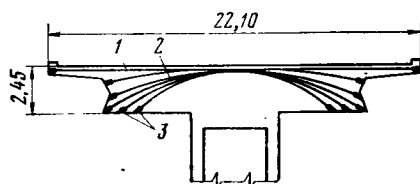


Рис. 2.19. Схема армирования опорной диафрагмы рамной эстакады с ребристым монолитным ригелем:

1 — напрягаемая арматура плиты проезжей части; 2 — криволинейная напрягаемая арматура диафрагмы; 3 — анкеры

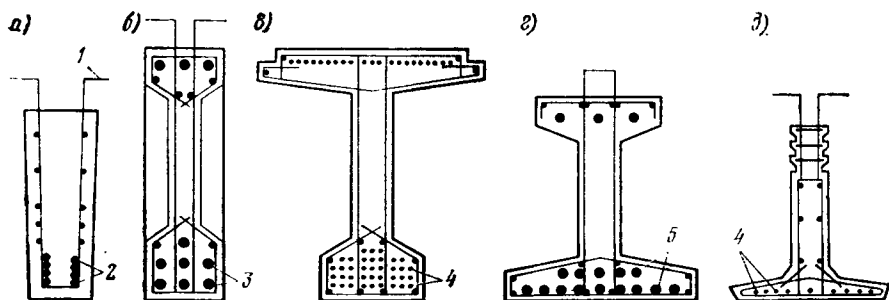


Рис. 2.20. Типы поперечных сечений сборных элементов (балок) сборно-монолитных ребристых пролетных строений:

1 — выпуски хомутов в монолитную плиту; 2 — ненапрягаемая продольная арматура; 3 — пучки или пряди напрягаемой арматуры; 4 — высокопрочные проволоки или пряди; 5 — высокопрочные стержни

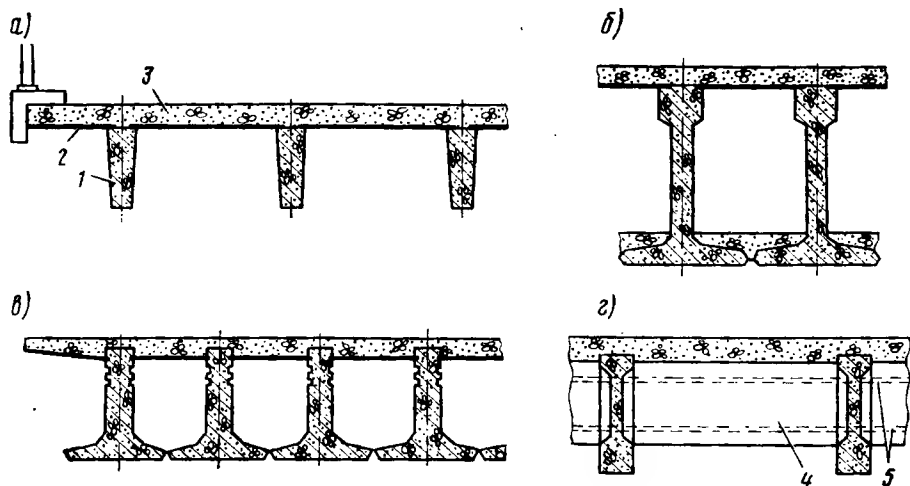


Рис. 2.21. Поперечные сечения сборно-монолитных ребристых пролетных строений:

1 — сборный элемент (ребро); 2 — оставляемая в конструкции опалубка плиты проезжей части; 3 — монолитный бетон; 4 — монолитная или сборная диафрагма; 5 — напрягаемая арматура диафрагмы

нолитного бетона образуется пролетное строение с многоконтурным коробчатым сечением (рис. 2.21, б). В верхней части ребер сборных балок иногда устраивают выступы, позволяющие опирать на них элементы оставляемой опалубки плиты на разных уровнях (рис. 2.21, в).

Монолитные диафрагмы можно армировать ненапрягаемой арматурой, привариваемой к выпускам, предусмотренным из сборных балок, однако чаще как в монолитных, так и в сборных диафрагмах, а также в балках устраивают каналы для пропуска поперечной напрягаемой арматуры (рис. 2.21, г). Сборные диафрагмы могут также присоединяться к балкам сваркой закладных деталей.

Сборно-монолитные пролетные строения с прямолинейными балками удобны и для косых пересечений. При этом необходимо лишь забетонировать плиту проезжей части нужной формы в плане. Балки одинаковой длины устанавливают также в криволинейных эстакадах при небольшой их кривизне. При значительной кривизне можно применять прямолинейные балки разной длины или переходить на криволинейные балки.

В продольном направлении сборно-монолитные пролетные строения имеют балочно-неразрезную или рамную статическую схему в зависимости от способа сопряжения балок с промежуточными опорами. Принципиально решения по объединению сборных балок в неразрезную или рамную систему не отличаются от рассматриваемых ранее для плитных пролетных строений.

Достаточно просто устроить непрерывную плиту проезжей части без объединения ребер балок между собой в надопорных сечениях. Между плитой и верхней кромкой балок вблизи опоры целесообразно

устанавливать прокладку для отделения плиты от балок и уменьшения температурных напряжений. Для этого в плите над опорой устанавливают продольную арматуру (рис. 2.22, а).

При образовании неразрезной системы пролетного строения бетонируется не только плита проезжей части, но и пространство между балками над опорами. При этом осуществляют сварку выпусков ненапрягаемой продольной арматуры балок (рис. 2.22, б).

При образовании рамной системы отогнутую арматуру выводят из примыкающих к опоре балок и ее выпуски сваривают в уровне плиты проезжей части (рис. 2.22, в). В случае стоечных опор объединение их с балками в рамную систему обеспечивается устройством широкого ригеля, бетонируемого одновременно с плитой проезжей части. Ригель при этом армируют значительным количеством стержней, расположенных вдоль его пролета (рис. 2.22, г).

Для сборно-монолитных неразрезных пролетных строений со стоечными или столбчатыми опорами может оказаться целесообразным при-

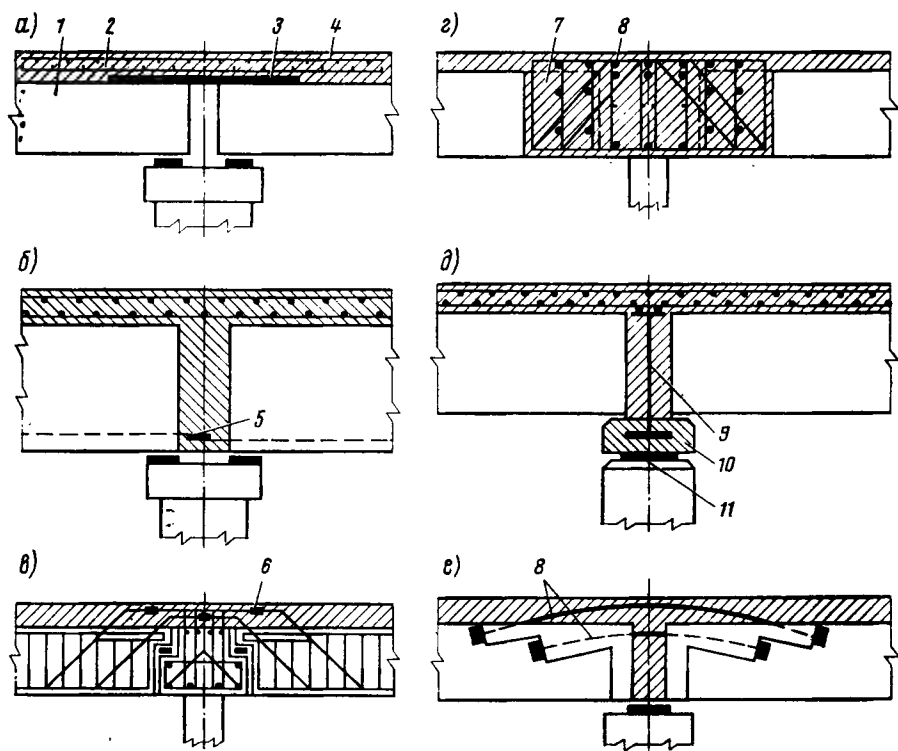


Рис. 2.22. Конструкция надопорных стыков сборно-монолитных ребристых пролетных строений:

1 — сборный элемент (ребро); 2 — монолитный бетон; 3 — упругая прокладка; 4 — арматурная сетка; 5 — сварной стык выпусков рабочей арматуры ребра; 6 — сварной стык отогнутой арматуры; 7 — монолитный ригель опоры; 8 — напрягаемая арматура; 9 — стальная поперечная балка; 10 — бетонированный нижний пояс поперечной балки; 11 — спорная часть

менение сборной сталежелезобетонной поперечной диафрагмы. Такая сборная диафрагма состоит из стальной двутавровой балки с обетонированным нижним поясом (рис. 2.22, д). При возведении эстакады вначале устанавливается на опору диафрагма с опиранием на опорные части. Затем устанавливают сборные балки пролетного строения, опирая их на выступы нижнего пояса диафрагмы. В последующем укладывается арматура плиты проезжей части и производится ее бетонирование с одновременной укладкой бетонной смеси в промежуток между торцами балок и стенкой диафрагмы.

Эффективным является также способ, при котором объединение над промежуточными опорами производится соединением или натяжением продольной арматуры балок частично до укладки бетонной смеси в плиту, а частично после, что позволяет передать вес плиты на неразрезные сборные балки (рис. 2.22, е).

Во всех приведенных случаях объединяемая арматура может быть как ненапрягаемой, так и напрягаемой.

2.5. КОНСТРУКЦИЯ КОРОБЧАТЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Монолитными коробчатыми пролетными строениями балочно-неразрезной и рамной систем перекрывают эстакады пролетами 20—70 м.

Большие по длине пролеты перекрывают вантово-балочные эстакады с монолитной коробчатой балкой жесткости. Эстакады с пролетами более 70 м возводят обычно на подходах к крупным городским мостам.

Высоту пролетных строений назначают обычно постоянной вдоль пролета и реже переменной, что характерно при их возведении методом уравновешенного навесного бетонирования. Ширина коробчатого пролетного строения B в зависимости от заданного габарита проезда составляет 7—20 м. При большей ширине возводят рядом несколько отдельных коробчатых пролетных строений.

По типу поперечных сечений коробчатые пролетные строения монолитных эстакад можно разделить на одноконтурные (рис. 2.23, а) и многоконтурные (рис. 2.23, б, в). Многоконтурные коробчатые пролетные строения при ширине поверху $B > 20$ м и при отношении высоты к ширине $h/B < 1/8 \div 1/10$ по условиям работы приближаются к многопустотным плитным конструкциям (рис. 2.23, г). В одноконтурных сечениях расстояние b между стенками, а также вылет консольных свесов верхней плиты принимают в пределах 4—7 м. Стенки коробчатых пролетных строений могут быть вертикальными (см. рис. 2.23, а) или наклонными (см. рис. 2.23, б). Обычно угол наклона стенок к вертикали составляет менее 30—40°. Высоту одноконтурных сечений назначают равной $h = (1/15—1/20) l$. При этом толщина стенок обычно составляет $b_c = 0,20 \div 0,50$ м, толщина нижней плиты — не менее 0,12 м, а толщину плиты проезжей части принимают в зависимости от расстояния между стенками $h_{\text{п}} = (1/12 \div 1/15) b$. При увеличении толщины стенок до 0,5—2 м высота пролетного строения эстакады может быть уменьшена и составляет $\left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{40}\right) l$. Пролетные строения с такими сечениями позволяют сократить общую длину эстакады и ее подхо-

дов. Кроме того, пониженная высота сечений улучшает внешний облик сооружения (см. на рис. 2.23, *a* правое сечение).

В многоконтурных сечениях принимают $h = (1/25 - 1/30) l$, а толщины плит и стенок назначают из тех же соображений, что и в одноконтурных коробчатых балках.

При пролетах до 15—20 м и ширине пролетных строений до 10—12 м в поперечном сечении могут быть предусмотрены одна или две близко-

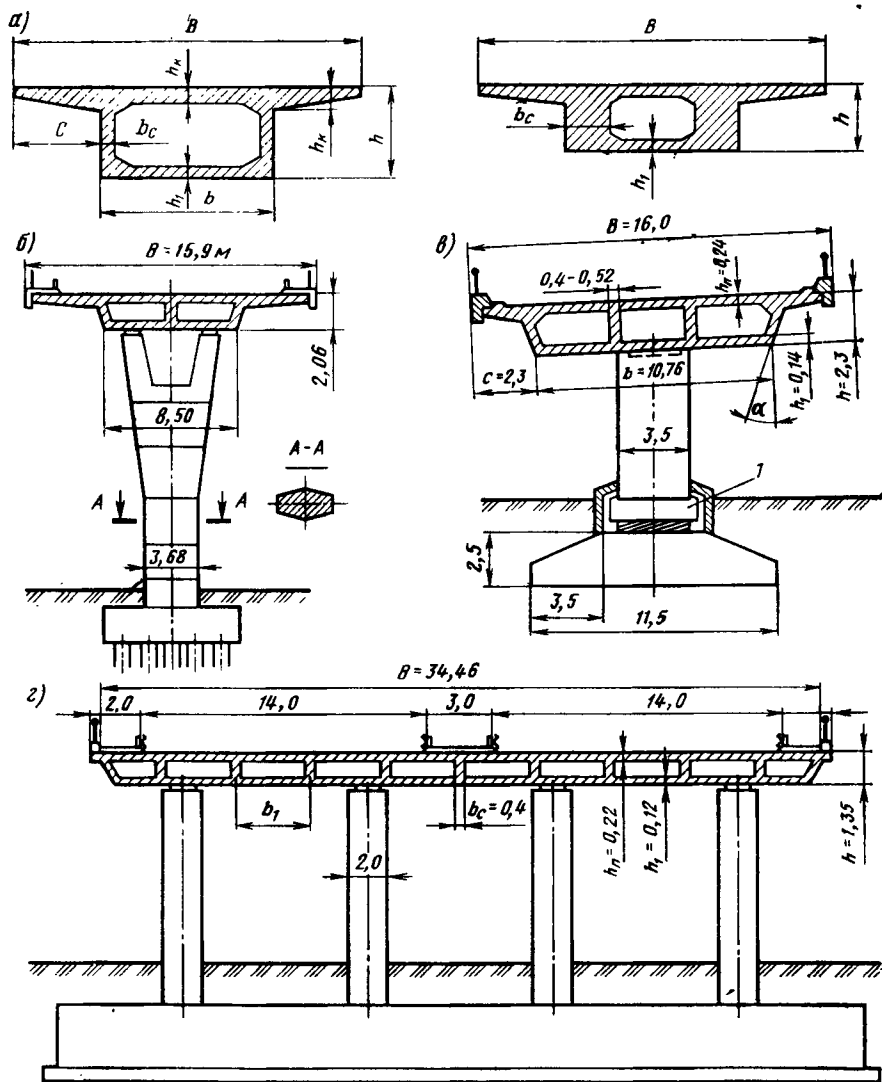


Рис. 2.23. Поперечные сечения эстакад с коробчатыми монолитными пролетными строениями:

1 — опорная часть

расположенные стенки, поддерживающие плиту проезжей части с достаточно большими консольными свесами. Эти свесы поддерживаются наклонными решетчатыми гранями (рис. 2.24, а), тонкими плитами (рис. 2.24, в) или поперечными балками (рис. 2.24, б). При тех же условиях применяют многоконтурные сечения с наклонными плитами в пределах всей ширины конструкции (рис. 2.24, г) либо с двумя замкнутыми контурами или более (рис. 2.24, д). Для приведенных сечений (см. рис. 2.24, а, б) относительные толщины участков верхней плиты h_n/b_1 и h_k/c составляют $1/12 \div 1/15$. Если плиту проезжей части выполнить с часто расположенными ребрами, то ее толщина может быть уменьшена (см. рис. 2.24, в). Ребристой выполняют иногда и наклонные плиты пролетных строений.

Коробчатые пролетные строения с нижней наклонной плитой ($\alpha > 45^\circ$) эффективны по внешнему виду и позволяют существенно уменьшить ширину опор эстакады. Вертикальные стенки в таких конструкциях воспринимают изгибные усилия, а наличие замкнутых контуров в сечении благоприятно сказывается при работе пролетных строений на действие усилий, связанных с кручением. Монолитные коробчатые пролетные строения могут быть выполнены с криволинейными наружными стенками или нижней плитой. Наружные стенки обычно имеют вогнутую поверхность (рис. 2.25, а). Нижняя криволинейная плита в пролетных строениях выполняет и роль наружных стенок. Коробчатые

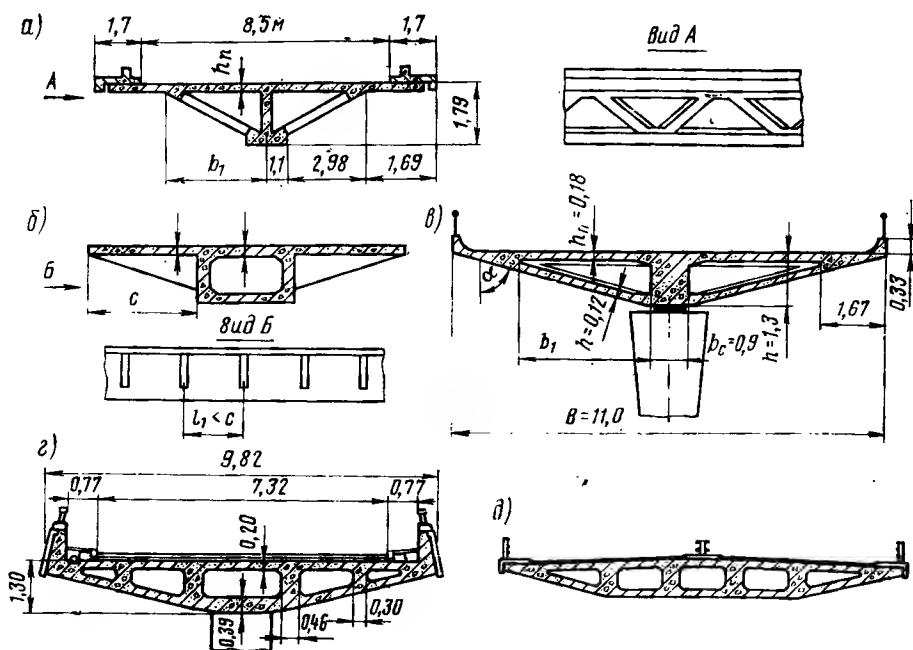


Рис. 2.24. Поперечные сечения монолитных пролетных строений замкнутой формы с наклонными гранями

балки с криволинейными плитами могут быть одноконтурными ($h_n = 0,20 \div 0,30$ м), двухконтурными со средней мощной стенкой ($b_c = 0,50 \div 1,50$ м) и сравнительно тонкой криволинейной плитой ($h_n = 0,06 \div 0,12$ м) или многоконтурными (рис. 2.25, б).

Возможны монолитные эстакады с трубчатым поперечным сечением и пропуском движения внутри (рис. 2.25, в).

Пролетные строения широких эстакад ($B > 15 \div 20$ м) образуются из двух или более коробчатых балок с различным соединением между ними. Наибольшую жесткость в поперечном направлении имеет пролетное строение, в котором отдельные коробки соединены поперечными диафрагмами. Коробчатые балки могут в этом случае иметь шарнирное опирание на отдельные столбы. Если отдельные коробчатые балки жестко соединены с опорами, то их можно вообще оставить не связанными и работающими раздельно под нагрузками. Иногда промежутки между консолями балок перекрывают плитой, на которой устраивают раздельную полосу.

Учитывая, что коробчатые балки имеют повышенную жесткость на кручение, их можно соединить только по плите проезжей части.

Сборно-монолитные эстакады коробчатой конструкции имеют обычно сборные разрезные коробчатые элементы, которые объединяют в поперечном направлении в единую конструкцию монолитной плитой проезжей части. Сборные элементы при этом могут располагаться в поперечном направлении вплотную друг к другу. Их верхнюю плиту назначают небольшой толщины ($h_n = 0,05 \div 0,10$ м), так как она самостоятельно воспринимает только монтажные нагрузки и в дальнейшем работает совместно с монолитной плитой, укладываемой поверх сборных элементов (рис. 2.26, а). Сборные коробчатые элементы, расположенные на некотором расстоянии друг от друга, объединяют только монолитной плитой проезжей части или плитой и монолитными диафрагмами. Монолитные части пролетного строения распределяют внешние нагрузки между сборными элементами.

Бетонную смесь укладывают в опалубку, закрепленную на ранее установленных коробчатых балках. Вместо опалубки в бездиафрагменных пролетных строениях иногда между коробчатыми элементами укладывают сборные железобетонные плиты толщиной 50—80 мм. Они служат опалубкой для монолитной плиты, оставляемой затем в конструкции (рис. 2.26, б).

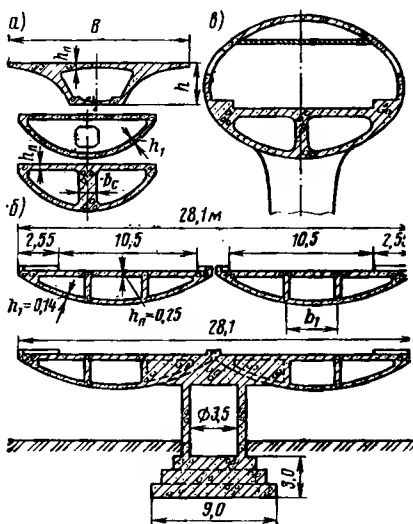


Рис. 2.25. Поперечные сечения монолитных пролетных строений замкнутого профиля с криволинейными гранями

Коробчатые балки могут быть образованы из отдельных плоских элементов, соединяемых сваркой выпусков арматуры или закладных деталей, а также монолитным бетоном. По собранной таким способом коробчатой балке обычно укладывают еще слой монолитного бетона в уровне плиты проезжей части (рис. 2.26, а). Плоские сборные элементы могут быть составляющими сборно-монолитной конструкции, в которой монолитный бетон преобладает. Так, например, пролетные строения с наклонными боковыми гранями удобно бетонировать в виде двухребристой конструкции с консольными свесами верхней плиты. Замкнутые контуры образуются после установки плоских железобетонных элементов нижней плиты и боковых наклонных граней (рис. 2.26, з).

Продольная арматура монолитных коробчатых пролетных строений натягивается чаще всего после бетонирования. Способы бетонирования и создания предварительного напряжения остаются такими же, как и для монолитных ребристых пролетных строений.

Пролетные строения монолитных рамных эстакад и особенно криволинейных с пролетами 50—70 м возводят различными методами — поперечным бетонированием, продольной надвижкой с конвейерно-тыловым бетонированием, навесным бетонированием. В последнем случае напрягаемую арматуру располагают в верхней растянутой зоне консольного ригеля в пределах плиты проезжей части и

стенки. Некоторую часть арматурных элементов верхней плиты заводят в стенки. Нижнюю напрягаемую арматуру устанавливают в середине пролета после завершения бетонирования консолей, устраивая ее анкеры в приливах нижней плиты коробчатого ригеля (рис. 2.27). Стыки и наращивание верхней арматуры в швах бетонирования секций консолей осуществляют теми же методами, что и при поперечном бетонировании.

Напрягаемая арматура монолитных коробчатых пролетных строений может быть сконцентрирована в мощных арматурных элементах, представляющих собой пучки из нескольких сотен высокопрочных проволок диаметром 5—8 мм, которые расположены плоскими рядами в теле бетона. Такие пучки проходят на всю длину пролетного строения без промежуточных обрывов, плавно отгибаясь от середины пролета к опорам (см. рис. 2.18, б).

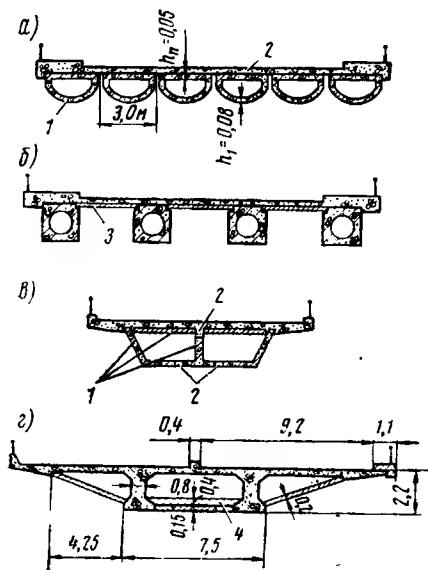


Рис. 2.26. Поперечные сечения сборно-монолитных пролетных строений с коробчатыми элементами:

1 — сборные коробчатые элементы; 2 — монолитный бетон; 3 — сборные железобетонные плиты; 4 — монолитный бетон, уложенный после установки нижней сборной плиты

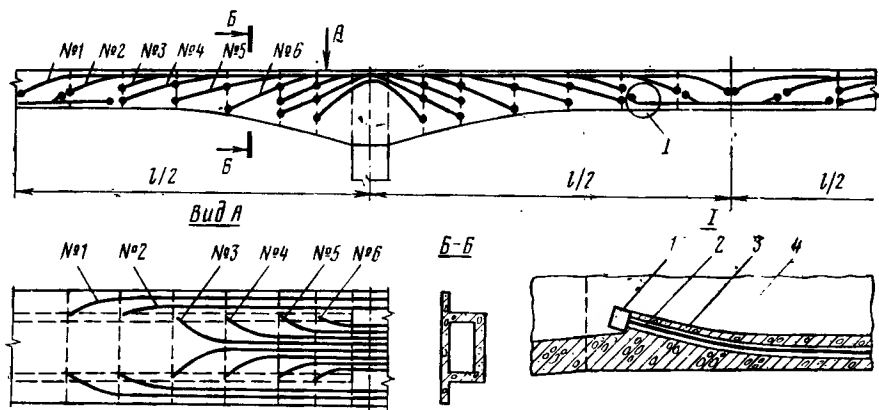


Рис. 2.27. Армирование коробчатого пролетного строения при навесном бетонировании:

1 — анкер напрягаемой арматуры; 2 — канал и пучок напрягаемой арматуры в нем; 3 — железобетонный прилив нижней плиты пролетного строения; 4 — стенка пролетного строения; № 1—6 — номера арматурных элементов

На конце пролетного строения пучок разводят по высоте и отгибают вокруг натяжного блока (рис. 2.28, а). Этот блок под действием домкратов, расположенных между ним и пролетным строением, отодвигается, натягивая арматуру. Полученный зазор заполняют бетоном, и после его твердения домкраты убирают, передавая усилие обжатия на пролетное строение. В случае применения концентрированных пучков в закрытых каналах стенки пролетного строения должны быть утолщенными.

Нередко монолитные коробчатые пролетные строения эстакад армируют пучками из параллельных проволок. В этом случае их располагают в небольших круглых каналах, а на концах устраивают натяжные анкеры различных типов. Несколько таких пучков стремятся сконцентрировать в одном большом канале, разводя их для анкеровки только у конца пучков (рис. 2.28, б).

Для рамных пролетных строений, возводимых методом навесного бетонирования, иногда применяют напрягаемую арматуру из высокопрочных стержней с анкерами в виде гаек. Концентрированные арматурные элементы из нескольких таких стержней возможно располагать не в закрытых каналах, а снаружи стенок во внутренней полости коробчатых пролетных строений. Для перевода арматурного элемента из одного положения в другое внутри пролетного строения предусматривают упорные ребра, которые служат одновременно ребрами жесткости стенок и плит пролетного строения (рис. 2.29). В этом случае стенки пролетного строения могут быть более тонкими, чем при размещении концентрированных арматурных элементов в закрытых каналах. После натяжения арматуры производят ее обетонирование с целью защиты от коррозии. Вследствие усадки в бетоне омоноличивания могут возникать трещины. Их образование может быть исключено армированием бетона вокруг концентрированной рабочей арматуры, а также сетками под анкерами (см. рис. 2.29).

В неразрезных монолитных пролетных строениях ряд арматурных элементов необходимо, как правило, переводить из верхней плиты над промежуточными опорами через стенки в нижнюю. Такое расположение арматуры несколько увеличивает потери от трения о стенки каналов при натяжении пучков, но позволяет более свободно расположить каналы над опорой в верхней плите, а в середине пролета — в нижней. При этом проводка пучков через стенки осуществляется под углом порядка 45° к горизонту в зоне наибольших поперечных сил, что способствует уменьшению в стенках касательных напряжений.

В криволинейных монолитных пролетных строениях количество пучков напрягаемой арматуры у внешней и внутренней граней может быть разным. При этом отгибы со стороны внутренней грани могут отсутствовать вообще. Возникающий из-за такого расположения арматуры постоянный крутящий момент от предварительного напряжения будет уменьшать крутящий момент от постоянных и временных нагрузок.

У монолитных косых коробчатых пролетных строений особенности армирования проявляются только в верхней плите в сечениях над устоями.

Поперечное армирование плит и стенок монолитных коробчатых пролетных строений осуществляют как ненапрягаемой, так и напрягаемой арматурой. Верхнюю плиту армируют сетками, в которых рабочими являются поперечные стержни, а конструктивными — продоль-

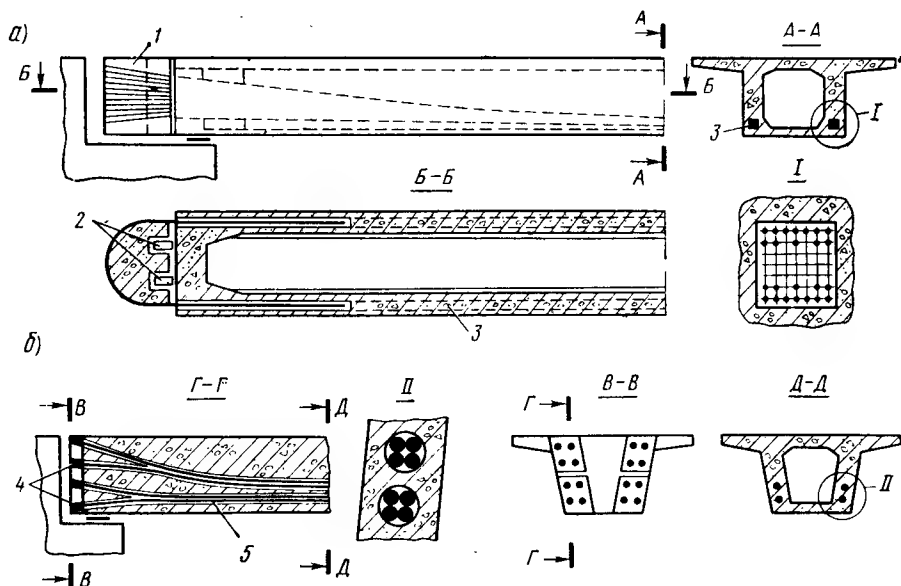


Рис. 2.28. Схема армирования монолитных коробчатых пролетных строений концентрированными пучками:

1 — натяжной блок; 2 — домкраты для натяжения арматуры; 3 — концентрированный пучок из параллельных проволок; 4 — анкеры пучков с концентрическими рядами проволок; 5 — канал с несколькими пучками

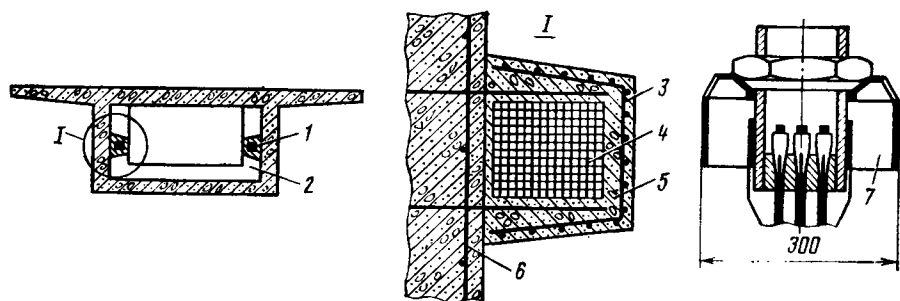


Рис. 2.29. Применение концентрированных напрягаемых элементов из высокопрочных стержней:

1 — концентрированный арматурный элемент из нескольких стержней; 2 — упорные ребра; 3 — арматура бетона омоноличивания; 4 — арматурная сетка в бетоне омоноличивания под анкером; 5 — бетон омоноличивания вокруг концентрированного арматурного элемента; 6 — ненапрягаемая арматура стенки пролетного строения; 7 — натяжной анкер под несколько стержней напрягаемой арматуры

ные. На участках между стенками предусматривается арматура в верхней и нижней зонах, а на консольных свесах достаточно ее расположить только сверху (рис. 2.30, а). Стенки армируют двумя или более рядами сеток с рабочими вертикальными стержнями или замкнутыми хомутами. Арматуру нижней плиты устанавливают обычно конструктивно (см. рис. 2.30, а). Тонкие наклоненные стенки балок треугольной или близких к нему сечений армируют одиночной сеткой, расположенной в середине толщины стенки. Центральные массивные стенки таких пролетных строений армируют хомутами, охватывающими мощные арматурные элементы (рис. 2.30, б).

Поперечную напрягаемую арматуру устанавливают в плите проезжей части либо в стенках коробчатых пролетных строений. Одновременно предусматривают конструктивную ненапрягаемую арматуру. В пролетных строениях одноконтурного сечения напрягаемую арматуру пропускают по всей ширине верхней плиты, анкеруя ее по торцам. В середине пролета плиты часть арматурных элементов отгибается в нижнюю зону для восприятия положительных изгибающих моментов, другая часть проходит непрерывно в верхней зоне (рис. 2.31, а). В плитах многоконтурных пролетных строений некоторые из

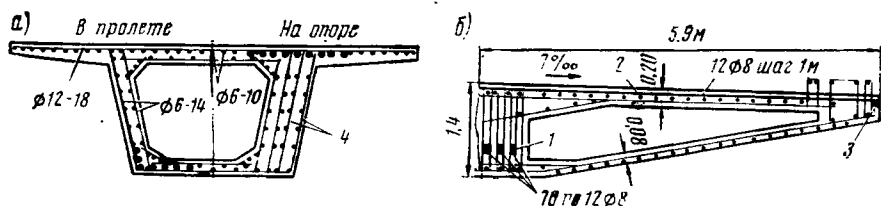


Рис. 2.30. Схема расположения арматуры в коробчатых поперечных сечениях: 1 — продольная напрягаемая арматура; 2 — поперечная напрягаемая арматура плиты проезжей части; 3 — натяжной анкер; 4 — хомуты

пучков обрывают в одном из пролетов плиты, производя натяжения изнутри отсека (рис. 2.31, б).

Напрягаемые хомуты устанавливают в один или более рядов по толщине стенки с расположением глухих анкеров в нижней части стенок, а натяжных — сверху плиты проезжей части (рис. 2.31, в). В тонких стенках напрягаемые однорядные хомуты проходят в середине их толщины (рис. 2.31, г) или со сдвижкой относительно срединной линии стенки в шахматном порядке.

В плите проезжей части криволинейных эстакад поперечную напрягаемую арматуру в плане располагают по направлениям радиусов кривизны. В приопорной зоне косых пролетных строений пучки поперечной арматуры плиты проезжей части располагают в плане вдоль ее скошенного конца и затем постепенно переводят в направление, перпендикулярное оси сооружения (рис. 2.31, д). Можно оставить перпендикулярное оси направление арматуры плиты и у ее косого конца,

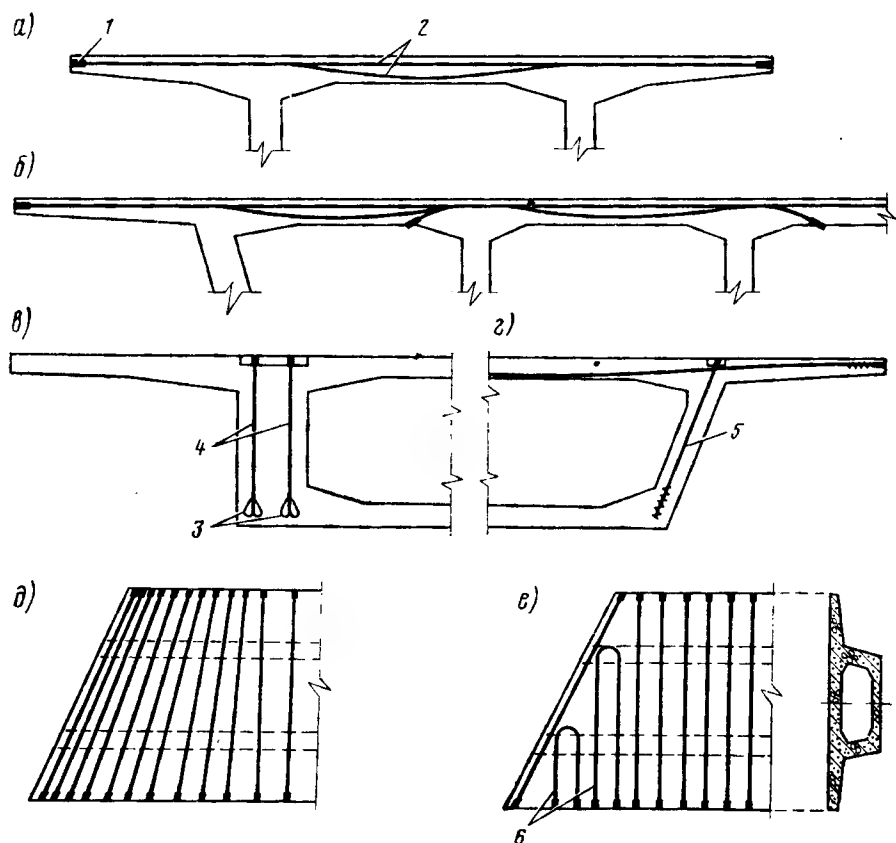


Рис. 2.31. Схема армирования поперечной напрягаемой арматурой плиты проезжей части и стенок коробчатых пролетных строений:

1 — натяжной анкер; 2 — пучки напрягаемой арматуры плиты; 3 — глухой анкер; 4 — пучки напрягаемых хомутов; 5 — стержень напрягаемого хомута; 6 — петлевые пучки напрягаемой арматуры

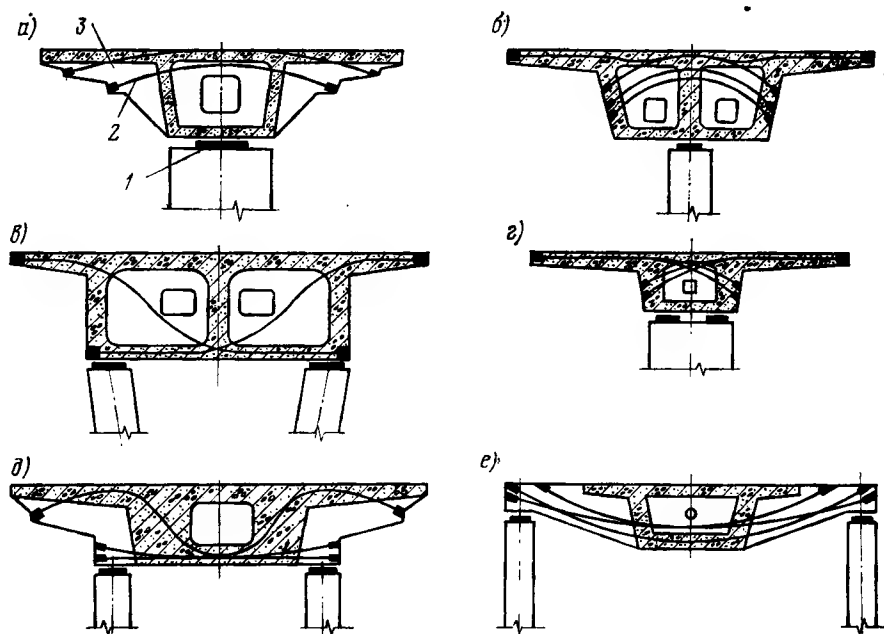


Рис. 2.32. Схема армирования опорных диафрагм напрягаемой арматурой:
 1 — опорная часть; 2 — элемент напрягаемой арматуры; 3 — консоль опорной диафрагмы

устанавливая пучки в виде петель и натягивая их с одной грани плиты (рис. 2.31, е).

Способы опирания коробчатых пролетных строений влияют на конструкцию опорных диафрагм. Если опорные части расположены непосредственно под стенками пролетного строения, то диафрагмы можно и не предусматривать. В этом случае опорное поперечное сечение не закручивается, и опорные реакции воспринимаются стенками.

Под коробчатые пролетные строения довольно часто устанавливают по одной опорной части на каждой опоре. При этом в поперечном сечении требуется устройство опорной диафрагмы или утолщение нижней плиты. Если пролетное строение имеет значительные по длине свесы верхней диафрагмы под свесами плиты продлевают под эти свесы. Участки диафрагмы под свесами плиты могут потребовать обжатия напрягаемой арматурой, расположенной в верхней зоне у оси поперечного сечения пролетного строения и отгибаемой вниз с обеих сторон от него (рис. 2.32, а). Такое расположение арматуры связано с работой диафрагмы как двухконсольной балки при расположении местной нагрузки вблизи диафрагмы или над ней. При опирании коробчатых пролетных строений на узкие одиночные опорные части, установленные, например, под средней стенкой (рис. 2.32, б), опорные сечения не прогибаются, но закручиваются и диафрагма работает, как и в вышеприведенном случае, как двухконсольная.

Если в поперечном сечении пролетного строения установлены две опорные части, то работа опорной диафрагмы зависит от их расположения относительно оси балки. При значительном их удалении от оси диафрагма работает как балка-стенка на двух опорах и требует армирования нижней растянутой зоны. Арматура диафрагмы может переходить в консоли плиты проезжей части (рис. 2.32, в).

В случае узкого пролетного строения и сдвинутых к оси сооружения опорных частей растянутой будет верхняя зона диафрагмы. Напрягаемая арматура диафрагмы может заанкериваться на утолщенных стенках пролетного строения (рис. 2.32, г).

В ряде случаев по условиям планировки стойки опор эстакады нельзя расположить в пределах замкнутого контура пролетного строения. Тогда устраивают опорную диафрагму с выносными консолями, которая работает как балка на двух опорах и она должна быть армирована (рис. 2.32, д, е).

В эстакадах рамной системы опорные диафрагмы повышают поперечную жесткость ригеля и принципы их армирования остаются такими же, как и для диафрагм неразрезных пролетных строений.

Наряду с напрягаемой арматурой в диафрагмах иногда устанавливают и ненапрягаемую рабочую арматуру — горизонтальную и наклонную. Опорную диафрагму чаще всего выполняют одностенчатой и лишь в редких случаях для существенного увеличения поперечной жесткости несущей конструкции ее делают коробчатой.

Для обеспечения доступа во внутренние полости коробчатых пролетных строений, с целью их осмотра в процессе эксплуатации, в диафрагмах оставляют проемы размерами, допускающими проход человека (см. рис. 2.32, а, б, в).

Способы армирования сборных элементов сборно-монолитных коробчатых эстакад и объединения их с монолитным бетоном, а также конструкция надпорных участков при образовании неразрезных и рамных систем принципиально сохраняются такими же, как и в ребристых конструкциях сборно-монолитных эстакад.

Сборно-монолитные коробчатые пролетные строения эстакад имеют меньшее распространение, чем аналогичные сборно-монолитные плитные или ребристые, из-за большего монтажного веса блоков и, следовательно, большей трудоемкости их возведения.

СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ ЭСТАКАД

3.1. МЕТОДЫ ВОЗВЕДЕНИЯ СБОРНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Широкое распространение в современном отечественном строительстве находят эстакады из сборного железобетона. Возводят их и за рубежом. Методы возведения сборных эстакад направлены на сокращение трудовых затрат на монтаже, круглосезонное ведение работ с использованием блоков максимальной заводской готовности. Конструкция сборных железобетонных эстакад и их армирование зависят от принятого способа строительства.

Пролетные строения железобетонных эстакад можно монтировать из сборных цельнопролетных балок, устанавливаемых на возведенные ранее капитальные или временные опоры. При этом в зависимости от грузоподъемности кранового оборудования сборным блоком может быть одна балка, несколько соединенных в поперечном направлении балок или даже целое разрезное пролетное строение. Такой способ монтажа применяют чаще всего в эстакадах балочно-разрезной или балочно-неразрезной системы, образуемых объединением над опорами разрезных балок (рис. 3.1, а).

Монтаж осуществляется различными механизмами в зависимости от местных условий. Если позволяет грузоподъемность, то монтаж ведут стреловыми кранами на пневмоколесном или гусеничном ходу (см. рис. 3.1, а). Установку в пролет цельнопролетных балок возможно производить порталными кранами, перемещающимися по специальным путям вдоль эстакады на поверхности земли (рис. 3.1, б). При большой длине и высоте эстакады или невозможности устройства порталных кранов применяют шлюзовые краны, передвигающиеся по готовой части эстакады и монтирующие балки перед собой (рис. 3.1, в). Если эстакады проходят над водой, то балки можно доставлять к месту монтажа на плаву.

Сборные элементы длиной более 30 м менее удобны при транспортировании, и поэтому их членят по длине на короткие блоки. На строительной площадке затем ведут укрупнительную сборку, после чего собранные балки устанавливают в проектное положение кранами. Пролетные строения эстакад неразрезной или рамной системы с пролетами более 30—40 м монтируют из коротких блоков, непосредственно устанавливаемых в пролет. Простейший способ такой сборки — укладка блоков на сплошных подмостях с последующим их объединением путем омоноличивания стыков и натяжения продольной арматуры (рис. 3.1, г). Такой способ, однако, требует возведения большого количества подмостей и ведет к загромождению подэстакадного пространства. Достоинство способа состоит в возможности одновременного

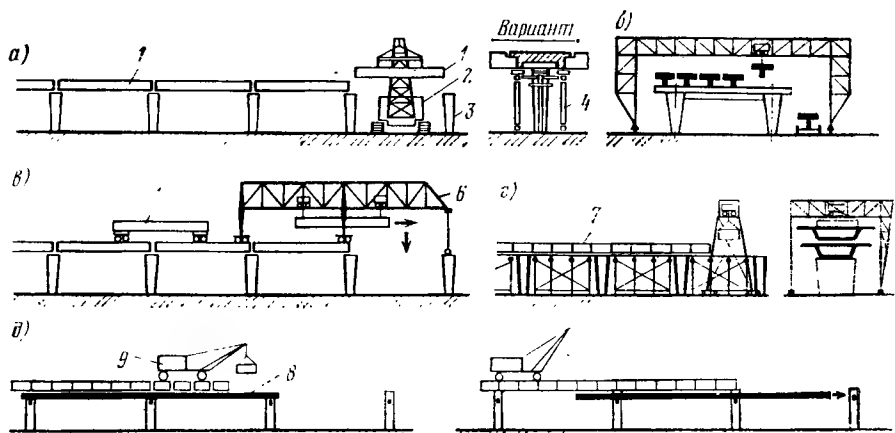


Рис. 3.1. Схемы монтажа пролетных строений из цельнопролетных балок и блоков на подмостях:

1 — цельнопролетная балка; 2 — стреловой кран; 3 — капитальная опора; 4 — временная опора; 5 — порталный кран; 6 — шлюзовый кран; 7 — блок пролетного строения; 8 — перемещающиеся подмости; 9 — монтажный кран

включения в работу всего сооружения по статической схеме, соответствующей его работе в процессе эксплуатации.

Перемещающиеся подмости применяют при большом диапазоне пролетов (30—84 и даже 105 м).

Более экономичным следует считать устройство подмостей только в одном пролете. После монтажа пролетного строения в этом пролете подмости разбирают и перемещают в следующий пролет. Усовершенствованной разновидностью этого способа строительства является метод попролетной сборки. Подмости представляют собой в этом случае специальный агрегат, который перемещается из пролета в пролет, опираясь на опоры эстакады и собранную часть конструкции (рис. 3.1, д). Здесь конструкция пролетного строения должна быть такой, чтобы обеспечивалось беспрепятственное перемещение подмостей в очередной пролет. Оба последних способа монтажа включают сооружение в работу постепенно по одному пролету, что влияет на окончательное распределение усилий в пролетных строениях.

Продольную надвижку железобетонных пролетных строений применяют при пролетах 40—60 м. По этому методу пролетное строение собирают из отдельных коротких блоков и выдвигают в проектное положение системой лебедок или толкающими домкратными установками без использования или с использованием временных промежуточных опор (рис. 3.2, а, б). Этот способ применим для балочно-неразрезных пролетных строений с постоянной высотой. Сборка на подходах пролетных строений на всю длину требует достаточно протяженной строительной площадки, что в условиях города не всегда выполнимо. Более рациональна надвижка с одновременной тыловой сборкой, при которой конструкция наращивается по одному блоку и выталкивается

в пролет (см. рис. 3.2, б) или собирается на целый пролет и только потом выдвигается на опоры (рис. 3.2, в). При всех разновидностях метода надвигки работа пролетных строений на стадии монтажа и эксплуатации значительно отличается. Это требует постановки специальной временной или постоянной арматуры, иногда ее перестановки во время надвигки, что усложняет конструкцию и увеличивает расход материалов.

Несущие конструкции эстакад балочно-неразрезной и рамной систем при пролетах более 50—60 м и переменной их высоте целесообразно монтировать из блоков методом навесной сборки. Навесную сборку ведут от опор уравновешенно в обе стороны до середины пролетов. Напрягаемую арматуру в консолях устанавливают вдоль верхней плиты. По окончании монтажа консолей в серединах пролетов их концы объединяют и устанавливают нижнюю напрягаемую арматуру. Статические схемы конструкции в процессе монтажа и при работе под эксплуатационными нагрузками здесь тоже разные, хотя это различие сказывается меньше из-за больших пролетов и, следовательно, большей доли усилий от постоянной нагрузки по сравнению с временной.

Навесную сборку можно производить кранами, передвигающимися по готовой части консолей и навешивающими блоки впереди себя (рис. 3.2, г). Однако в случае длинных эстакад требуется большое коли-

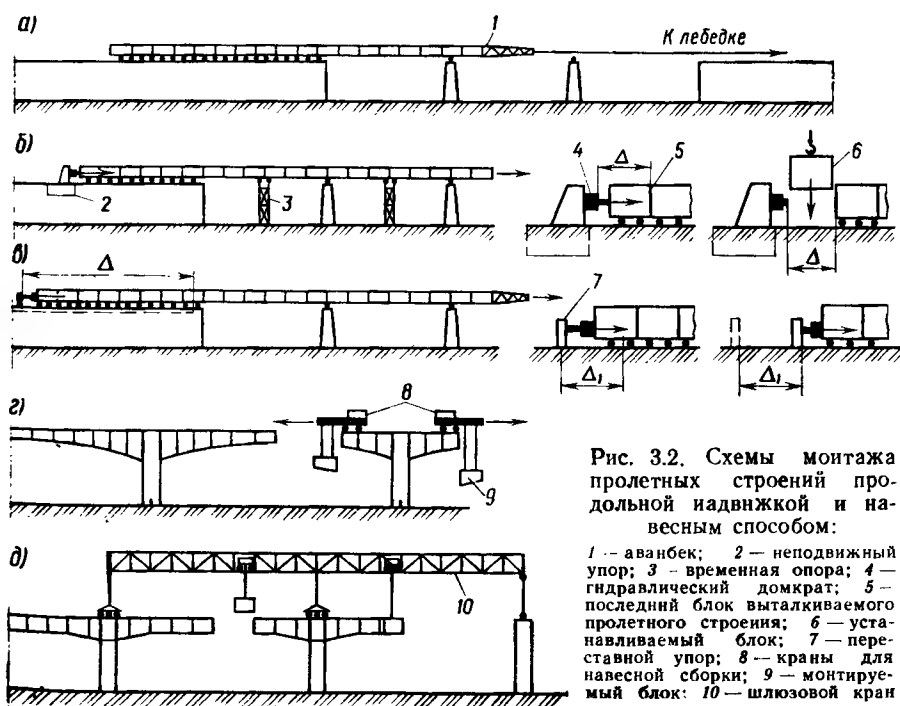


Рис. 3.2. Схемы монтажа пролетных строений продольной надвигкой и навесным способом:

1 — аванбек; 2 — неподвижный упор; 3 — временная опора; 4 — гидравлический домкрат; 5 — последний блок выталкиваемого пролетного строения; 6 — устанавливаемый блок; 7 — переставной упор; 8 — краны для навесной сборки; 9 — монтируемый блок; 10 — шлюзовой кран

чество таких кранов либо ограниченное число, но с перестановкой их с опоры на опору, что весьма трудоемко и неэкономично. В связи с этим для навесного монтажа многопролетных эстакад применяют порталные краны или шлюзовые краны (рис. 3.2, д). Шлюзовые краны с одной позиции устанавливают поочередно блоки в правую и левую консоль до середин пролетов с помощью передвижной грузовой тележки, а затем перемещают по готовой части эстакады в следующую монтажную позицию.

В зависимости от имеющегося монтажного оборудования возможны различные комбинации перечисленных методов строительства, а также и другие методы.

При проектировании сборных пролетных строений эстакад необходимо знать предполагаемый способ ее возведения, чтобы учитывать его влияние на дальнейшую работу всей конструкции.

3.2. КОНСТРУКЦИЯ СБОРНЫХ ПЛИТНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЭСТАКАД

Сборные плитные пролетные строения эстакад монтируют обычно из цельнопролетных блоков. Значительно реже применяют блоки с длиной, большей пролета эстакады.

Высоту сборных цельнопролетных элементов назначают, как правило, в пределах $h = (1/18 \div 1/25) l$ для эстакад разрезных систем и $h = (1/20 \div 1/35) l$ для неразрезных систем, а ширину принимают из условий монтажа имеющимся крановым оборудованием (рис. 3.3).

Пролеты $l \leq 10 \div 12$ м можно перекрывать конструкциями с непрягаемой рабочей арматурой, состоящей из отдельных стержней, сварных плетей или каркасов. Арматура в железобетонных сборных элементах расположена так же, как в монолитных (см. рис. 2.5) с той лишь разницей, что в поперечном сечении эстакады устанавливают рядом несколько сборных элементов. Пролеты $l \leq 12 \div 20$ м перекрывают сборными элементами с прягаемой арматурой, причем при неразрезной или рамной схеме наибольшие пролеты можно довести до $l = 30 \div 40$ м.

Сборные элементы армируют отдельными высокопрочными проволоками, прядями или стержнями, прягаемыми до бетонирования. Обычно такая арматура располагается прямолинейно по длине сборных элементов, что облегчает технологию их изготовления. Продольную арматуру размещают в верхней и нижней зонах, причем верхняя арматура служит в основном для погашения растягивающих напряжений в стадии предварительного напряжения и монтажа разрезных пролетных строений.

Для уменьшения массы плитные элементы изготавливают с пустотами круглой, овальной и прямоугольной форм. Сборные элементы с круглыми пустотами применяют при пролетах до 10 — 12 м (рис. 3.3, а). Более высокие элементы с овальными пустотами (рис. 3.3, б) используют для пролетов 12 — 18 м. К плитным можно отнести конструкции, составленные из двутавровых (рис. 3.3, в) или коробчатых (рис. 3.3, г, д) элементов, которыми можно перекрывать пролеты до 40 м.

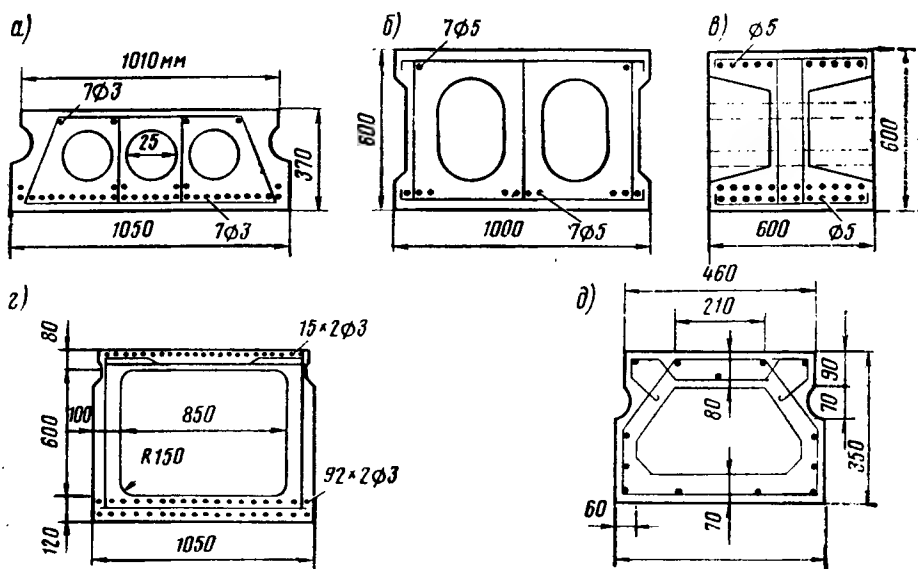


Рис. 3.3. Типы поперечных сечений блоков плитных пролетных строений

Кроме напрягаемой прямолинейной арматуры, в блоках устанавливают конструктивно ненапрягаемые продольные стержни и хомуты. Вертикальную напрягаемую арматуру в плитных пролетных строениях, как правило, не применяют, регулируя напряженное состояние шагом хомутов и толщиной вертикальных стенок.

В поперечном сечении пролетного строения сборные элементы устанавливают вплотную друг к другу или с промежутками. Их расстановка зависит от принятой конструкции пролетного строения в поперечном направлении и способа соединения сборных элементов.

Плитные сборные элементы длиной до 8 м можно устанавливать на опоры без какого-либо объединения в поперечном направлении, обеспечивая их совместную работу через слои дорожной одежды.

Плитные сборные элементы с пустотами снабжают по боковым граням вырезами различной формы (см. рис. 3.3, а и б). После установки сборных элементов образовавшиеся между блоками швы заполняют бетоном или раствором (рис. 3.4, а). Для предотвращения его вытекания ширину шва внизу делают не более 10—20 мм. Для усиления бетона швов в них иногда закладывают металлические спирали (рис. 3.4, б). Такое объединение сборных элементов в расчетном отношении является шарнирным.

Двутавровые симметричные элементы объединяются между собой сваркой выпусков арматуры в верхнем и нижнем поясах с последующим омоноличиванием стыков бетоном (рис. 3.4, в). Если применяются несимметричные двутавровые элементы, то в уровне верхних узких поясов устанавливают плитные вставки, объединяемые с ними также сваркой выпусков арматуры (рис. 3.4, г). Образующаяся после этого

многоячейчатая плитная конструкция обладает высокой поперечной жесткостью, но требует значительных объемов работ по сварке на монтаже.

Жесткое соединение между блоками в поперечном направлении можно обеспечить приваркой стальных накладок к закладным деталям, предусматриваемым по краям сборных элементов. По длине блока достаточно устроить всего три — пять закладных деталей.

Объединение элементов в поперечном направлении можно обеспечить также арматурой, напрягаемой после окончания их установки. Эту арматуру выполняют в виде пучков высокопрочных проволок или высокопрочных стержней, проходящих в закрытых каналах с анкеровой по фасадным граням диафрагм (рис. 3.4, д). Грани соприкасающихся участков диафрагм соседних блоков должны быть гладкими, что достигается бетонированием их в металлической опалубке, а перед поперечным объединением их промазывают эпоксидным клеем.

Диафрагмы в двутавровых элементах обычно предусматривают по их концам, в середине и четвертях пролета. В коробчатых блоках диафрагм устраивают меньше. Наличие диафрагм уменьшает трудоемкость

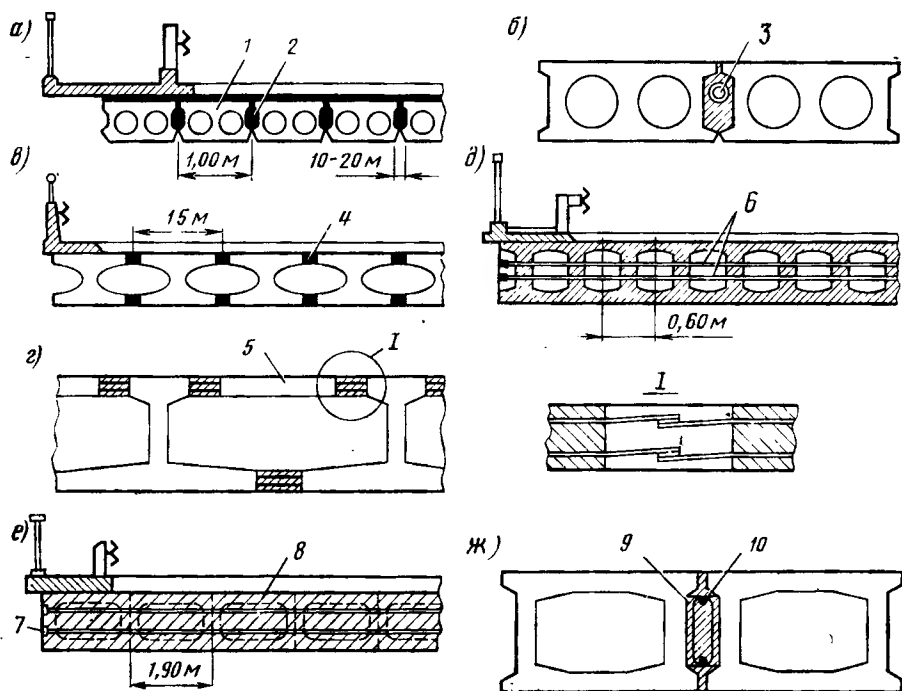


Рис. 3.4. Способы поперечного объединения блоков плитных пролетных строений:

1 — сборный элемент; 2 — стык на монолитном бетоне; 3 — спираль; 4 — стык со сваркой выпусков арматуры; 5 — вставка; 6 — поперечная напрягаемая арматура; 7 — анкер; 8 — монолитная опорная диафрагма; 9 — петлевой выпуск арматуры блока; 10 — продольная арматура стыка

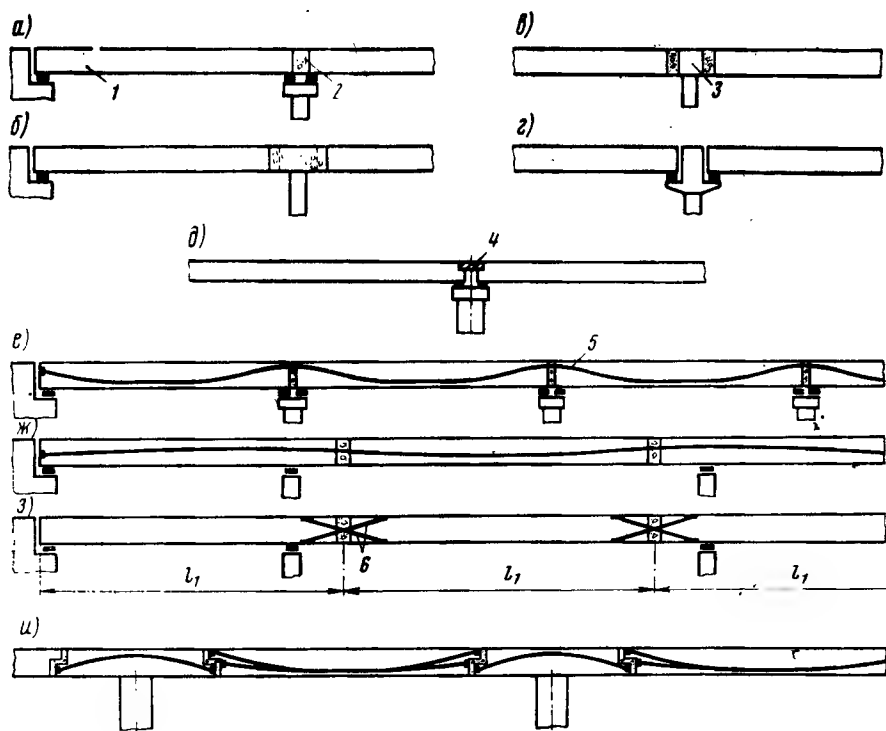


Рис. 3.5. Схема образования плитных пролетных строений неразрезной и рамной схем:

1 — сборный элемент; 2 — монолитный бетон; 3 — ригель опоры; 4 — стыковой элемент; 5 — напрягаемая арматура на всю длину пролетного строения; 6 — короткие пучки напрягаемой арматуры

поперечного напряжения при монтаже, но усложняет технологию изготовления сборных плитных элементов.

Поперечное объединение коробчатых блоков может быть осуществлено только в опорных сечениях. Для этого по концам свободно уложенных вплотную друг к другу блоков устраивают мощную монолитную диафрагму, обжатую напрягаемой арматурой (рис. 3.4, е). Если коробчатые блоки имеют по боковым граням короткие выступающие полки, то при поперечном объединении таких блоков устраивают петлевой стык замкнутых выпусков арматуры (рис. 3.4, ж).

Сборные элементы можно объединить не только в поперечном, но и в продольном направлении, создавая пролетные строения неразрезной и рамной систем. Возможно несколько способов такого объединения.

Блоки, подходящие со смежных пролетов, объединяют омоноличиванием надопорного зазора между ними. Образующаяся опорная диафрагма превращает разрезную систему несущей конструкции в неразрезную (рис. 3.5, а). Если на монтаже блоки пролетного строения опирать не на капитальную опору, а на временные с одной и другой сторо-

ны от нее, то после бетонирования зазора образуется монолитный ригель. При этом опирание пролетного строения может быть точечным. Если монолитный ригель объединяется со стойками опор, то образуется рамная система (рис. 3.5, б).

Скрытый ригель может быть и сборным, заранее установленным на стойки опор (рис. 3.5, в). Ригель опоры может иметь выступы, на которые при монтаже опирают сборные элементы (рис. 3.5, г). Такая конструкция применяется при большом пролете ригеля между стойками в поперечном направлении.

Сборные разрезные плитные пролетные строения целесообразно объединять в температурно-неразрезные по плите проезжей части или по продольным швам омоноличивания (рис. 3.5, д).

Продольное объединение сборных элементов во многих из рассмотренных способов требует устройства стыков ненапрягаемой арматуры или постановки дополнительной напрягаемой арматуры над опорами. Однако при числе пролетов эстакады, не превышающем пяти, можно установить дополнительные пучки напрягаемой арматуры, проходящей в каналах на всю длину несущей конструкции. После монтажа элементов и омоноличивания швов над промежуточными опорами эту арматуру натягивают, включая в работу всю неразрезную систему (рис. 3.5, е).

Аналогичный способ объединения в неразрезную систему будет еще более эффективен, если устраивать стыки сборных элементов не над промежуточной опорой, а в четверти или трети пролета, т. е. в зоне наименьших изгибающих моментов (рис. 3.5, ж). Сборные элементы могут быть одинаковой длины l_1 , и тогда неразрезная трехпролетная система получается с большим средним и малыми боковыми пролетами.

В арматуре, пропускаемой через всю длину неразрезного пролетного строения, возникают значительные потери предварительного напряжения и в особенности от трения о стенки каналов. В этом отношении более целесообразна установка коротких пучков, обжимающих только зону вблизи монолитного стыка (рис. 3.5, з).

Для выполнения стыка между сборными элементами приходится возводить временные опоры, на которые опирают блоки среднего, наибольшего по длине, пролета. Если применить рамно-подвесную систему эстакады (рис. 3.5, и), то необходимость в устройстве таких опор отпадает. Места опирания сборных элементов подвески на консоли Т-образных рам должны соответствовать сечениям с минимальными значениями изгибающих моментов. Шарнирное сопряжение подвески с консолями ухудшает эксплуатационные показатели сооружения, и поэтому целесообразно швы между сборными элементами замонолитить, сварив предварительно выпуски ненапрягаемой арматуры. Обжатие стыка напрягаемой арматуры в этом случае можно не производить.

Конструкции стыков сборных пролетных строений над промежуточными опорами и в пролете, применяемые на практике, весьма разнообразны.

Если сборные элементы изготовлены с ненапрягаемой арматурой, то их объединение в неразрезную систему производится сваркой выпусков рабочей арматуры над промежуточной опорой. Замоноличива-

ние промежутка между элементами и установка поперечной арматуры обеспечивают работу конструкции в поперечном направлении над стойками (рис. 3.6, а). Если при этом сборные элементы имеют пустоты, то монолитный бетон можно уложить в них на небольшой длине. При небольших пролетах вместо сварки арматуры можно устроить петлевой стык ее выпусков. Если сборные элементы изготовлены с дополнительными выступами вниз, а опора сплошной — в поперечном направлении, то монолитный бетон укладывают в образовавшуюся полость без устройства опалубки и установки каркасов поперечной арматуры (рис. 3.6, б).

Сборный или монолитный скрытый ригель может быть заранее установлен или забетонирован на стойках опоры (рис. 3.6, в). Для опирания сборных элементов в них и в ригеле заделаны металлические

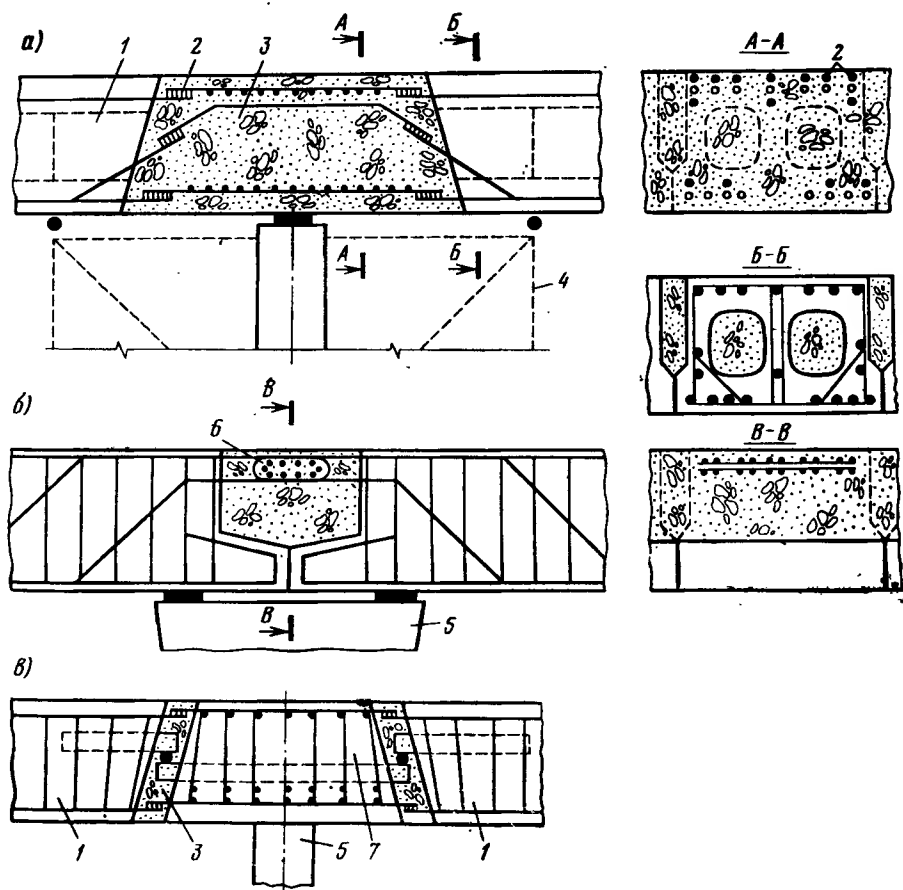


Рис. 3.6. Конструкция надопорных стыков при образовании неразрезных и рамных плитных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой:

1 — сборный элемент; 2 — сварной стык стержней арматуры; 3 — монолитный бетон или раствор; 4 — временная опора при монтаже балок; 5 — опора; 6 — петлевой стык арматуры; 7 — сборный ригель

консольные выступления, соединенные сваркой с арматурой элементов. В швах между ригелем и элементами пролетного строения сваривают выпуски арматуры и затем замоноличивают бетоном пространство шва.

Рассмотренные способы объединения разрезных блоков в неразрезную или рамную конструкцию (см. рис. 3.6) предусматривают установку в стыках стержней ненапрягаемой арматуры. Обычно они применяются, когда арматура сборных элементов также ненапрягаемая и реже — для элементов с напрягаемой арматурой. В последнем случае концевые участки сборных элементов следует армировать дополнительными стержнями или каркасами из ненапрягаемой арматуры. Так, например, по концам пустотелых блоков можно предусматривать вырезы в верхней полке, в которые на монтаже устанавливают каркасы. Выпуски ненапрягаемой арматуры блоков в верхней зоне стыкуют и сваривают, а затем полость блоков заполняют монолитным бетоном (рис. 3.7, а). Если сборные элементы не имеют внутренних полостей, дополнительные верхние стержни ненапрягаемой арматуры можно располагать в неглубоких прорезях.

Объединение в неразрезную или рамную систему постановкой дополнительной напрягаемой арматуры над промежуточными опорами осуществляется с анкерровкой ее на верхней (рис. 3.7, б) или нижней грани (рис. 3.7, в). В первом случае удобнее осуществлять натяжение с плиты проезжей части, но в зоне анкерровки возможна концентрация местных растягивающих напряжений. Во втором случае приходится возводить подмости для натяжения, но местные напряжения, будут существенно меньше и наклонная арматура улучшает работу конструкции на поперечные силы. В обоих случаях пучки напрягаемой арматуры располагают в закрытых каналах и натягивают после монтажа сборных элементов.

При образовании температурно-неразрезных пролетных строений продольные швы обетонирования осуществляют непрерывными по всей длине эстакады [28]. На промежуточных опорах блоки смежных пролетов устанавливают с зазором не менее 0,5 м, а в пазухи между блоками закладывают продольные арматурные стержни, отогнутые вниз по концам и перекрытые затем П-образными хомутами. После укладки бетонной смеси в заармированные пазухи и ее затвердения система работает на температурные воздействия как неразрезная (рис. 3.7, г). Другой вариант состоит в перекрытии двумя арматурными стержнями промежуток между блоками сопрягающихся пролетов. Эти стержни приваривают к закладным деталям, предусмотренным по краям верхнего пояса блока. Такой сравнительно простой способ обеспечивает температурную неразрезность сборным плитным пролетным строениям.

Стык, создаваемый в пролете, содержит перекрещивающиеся арматурные элементы прямолинейного очертания (рис. 3.8, а). При этом напрягаемую арматуру целесообразно центрировать на нейтральную ось сечения со стыком, чтобы создать в монолитном бетоне напряжения, соответствующие центральному обжатию.

В том случае, когда объединение производится натяжением арматуры, проходящей вдоль всей длины конструкции, ее можно распола-

гать в продольных швах между сборными элементами (рис. 3.8, б). Арматуру в продольных швах напрягают до их заполнения или после. В первом случае ее располагают открыто и прямолинейно по длине, а после натяжения омоноличивают в швах. Во втором случае арматура закрыта каналообразователем и может быть криволинейной. После

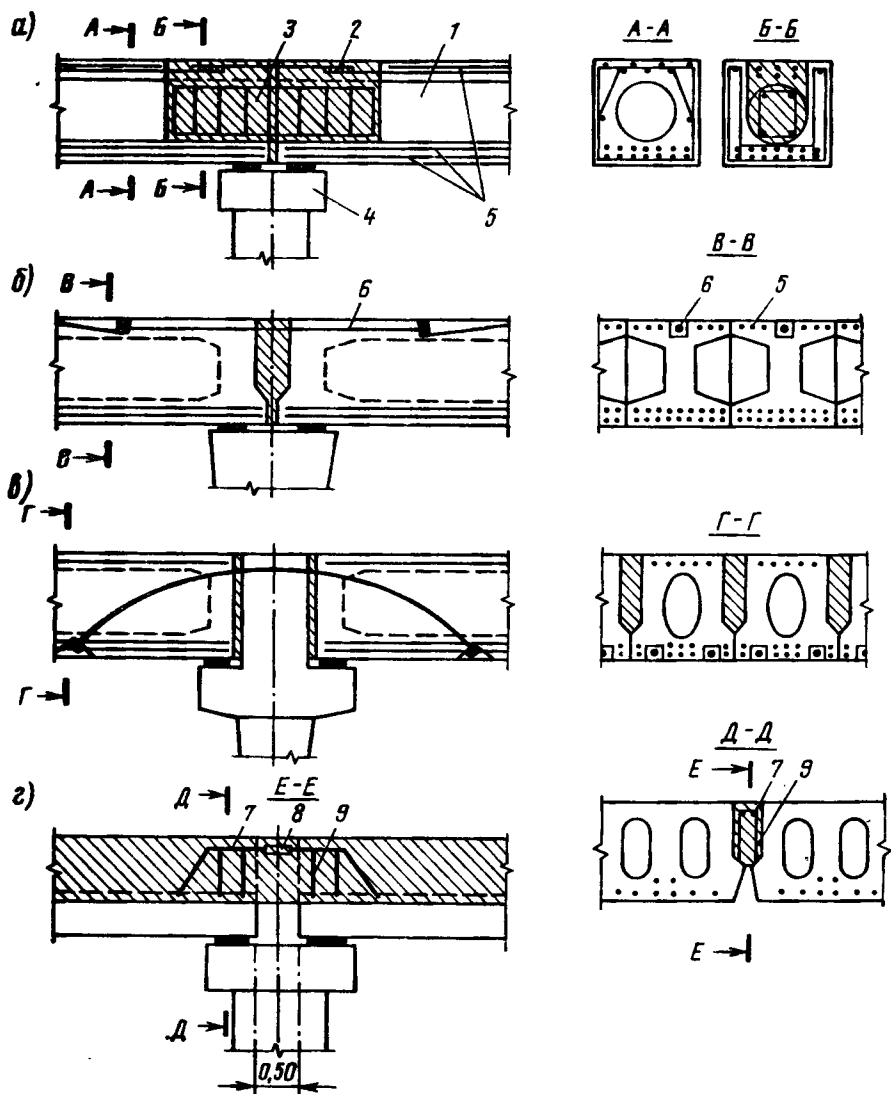


Рис. 3.7. Конструкция надпорных стыков при образовании неразрезных и температурно-неразрезных плитных пролетных строений с напрягаемой арматурой: 1 — сборный элемент; 2 — сварной стык стержней арматуры; 3 — монолитный бетон; 4 — опора; 5 — напрягаемая до бетонирования арматура сборных элементов; 6 — арматура, напрягаемая до или после бетонирования надпорного стыка; 7 — рабочая арматура сопряжения; 8 — участки арматуры без зацепления с бетоном; 9 — хомут

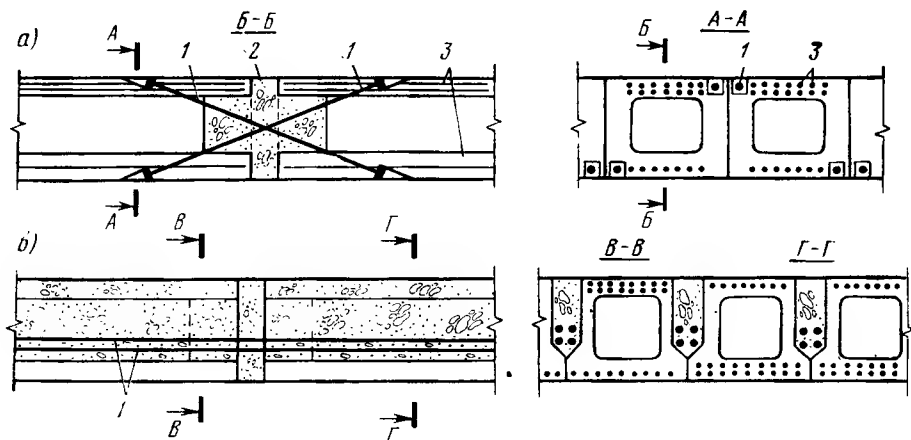


Рис. 3.8. Конструкция стыков в пролете:

1 — напрягаемая арматура; 2 — монолитный бетон; 3 — напрягаемая арматура сборных элементов

твердения бетона в продольных и поперечных швах пролетного строения арматуру напрягают и затем инъецируют каналы цементным раствором.

Возможны и другие конструкции узлов объединения.

Косые и криволинейные плитные пролетные строения из сборных элементов выполнить сложнее, чем из монолитного или сборно-монолитного железобетона. Усложняется и конструкция стыков над промежуточными опорами в неразрезных и рамных системах пролетных строений.

3.3. КОНСТРУКЦИЯ СБОРНЫХ РЕБРИСТЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЭСТАКАД

Эстакады со сборными ребристыми пролетными строениями находят широкое применение на практике. Пролеты эстакад разрезной системы назначают в пределах $l \leq 15,0 \div 35,0$ м. Высоту разрезных сборных балок принимают равной $h = (1/12 \div 1/20) l$. Неразрезные или рамные системы целесообразны при пролетах $l \leq 30 \div 40$ м и высоте балок $h = (1/15 \div 1/25) l$.

Сборные разрезные балки пролетных строений эстакад могут быть изготовлены целиком на весь пролет как с ненапрягаемой, так и с напрягаемой арматурой. Во многих случаях применяют члененные по длине балки, в которых рабочая арматура натягивается на бетон.

Для городских эстакад характерно применение балочно-неразрезной или рамной системы. Возможно устройство неразрезной системы в пролетном строении, собираемом из отдельных сборных блоков методом поперелетной сборки на перемещающихся подмостях или выкладкой всех блоков на сплошных подмостях. Напрягаемая арматура таких конструкций натягивается после бетонирования. В случае поперелетной сборки арматурные элементы соединяют по длине на тор-

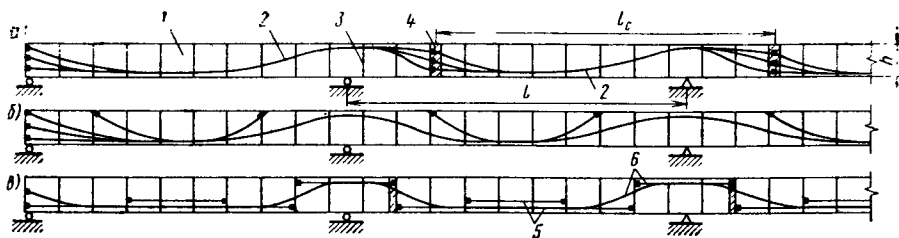


Рис. 3.9. Схемы продольного армирования сборных ребристых пролетных строений:

1 — блок пролетного строения; 2 — напрягаемая арматура; 3 — клеевой стык между блоками; 4 — мокрый стык между секциями сборки; 5 — арматура, обжимающая средние блоки; 6 — арматура, напрягаемая после выкладки всех блоков

цах секций длиной l_c в местах расположения монолитных стыков пролетного строения (рис. 3.9, а).

При сооружении на сплошных подмостях анкеры арматуры можно располагать по торцам пролетного строения, на верхней грани балок или в блоках. Если анкеры напрягаемой арматуры расположены по торцам или выходят на верхнюю плиту балки (рис. 3.9, б), то установку и натяжение такой арматуры можно производить после выкладки на подмостях и омоноличивания всех стыков между блоками. При этом стыки можно выполнять на клею. Если некоторая часть анкеров арматуры расположена на концах блоков, а другая часть — в утолщениях стенки или под нижней плитой, то конструкцию можно обжимать поэтапно, например, вначале средние блоки арматурой на нижней плите, а после установки надпорных блоков и оставшейся арматурой. Из-за неточностей при монтаже блоков хотя бы один стык в пролете приходится выполнять мокрым, т. е. с заполнением монолитным бетоном (рис. 3.9, в).

Для устройства конструкции ездового полотна без деформационных швов сборные разрезные балки целесообразно объединять по плите проезжей части в температурно-неразрезные пролетные строения (рис. 3.10, а). Непрерывная проезжая часть может быть устроена и в эстакадах рамно-консольной и балочно-консольной систем (рис. 3.10, б). Объединение ребристых балок пролетных строений в непрерывную

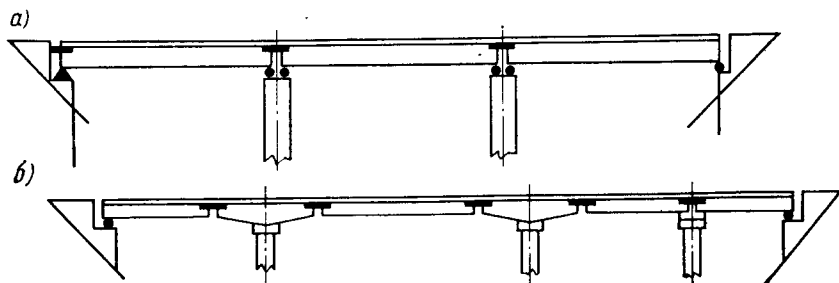


Рис. 3.10. Схемы ребристых пролетных строений с непрерывной проезжей частью

цепь может быть выполнено различными способами. Объединение можно осуществить по плите проезжей части (рис. 3.11, а).

Если опоры имеют полускрытый ригель, то соединительную плиту смежных балок можно через упругую прокладку опереть на верхнюю грань этого ригеля (рис. 3.11, б). Упругой прокладкой при этом может служить битумная мастика или рубероид.

Сборные ребристые балки часто выполняют в виде вертикального ребра с развитой в обе стороны от него полкой. При этом к ребру с обеих сторон могут примыкать полудиафрагмы (рис. 3.12, а). В напрягаемой арматуре таких балок предусматривают уширение их нижних поясов для размещения пучковой или стержневой напрягаемой арматуры (рис. 3.12, б). Объединение ребристых бездиафрагменных балок в поперечном направлении осуществляется сваркой выпусков арматуры плиты и устройством затем монолитного продольного стыка. Ребристые балки с диафрагмами объединяются для совместной работы с помощью стыков, устраиваемых по диафрагмам, или натяжением арматуры, пропускаемой в каналах диафрагм. Иногда по верхним полкам ребристых балок укладывают сборную железобетонную плиту (рис. 3.12, в). С целью упрощения изготовления и транспортирования ребристые балки выполняют с небольшими полками в верхнем поясе, и тогда на монтаже между свесами полков устанавливают сборные плиты. Наиболее устойчивы при монтаже двухребристые блоки П-образного сечения с небольшими свесами верхней плиты или без них (рис. 3.12, г). Балки такой формы наилучшим образом приспособлены для попутной сборки.

Расстояния между ребрами (балками) в поперечном сечении пролетного строения назначают в зависимости от способа их соединения в поперечном направлении, способов монтажа и от транспортных и монтажных средств. Балки с диафрагмами и консольной плитой проезжей части устанавливают через 1,2 — 1,6 м. Балки, соединенные по плите, могут быть раздвинуты до 2,5 — 2,8 м. Блоки П-образного сечения объединяются между собой по плите или диафрагме (рис. 3.12, д), и

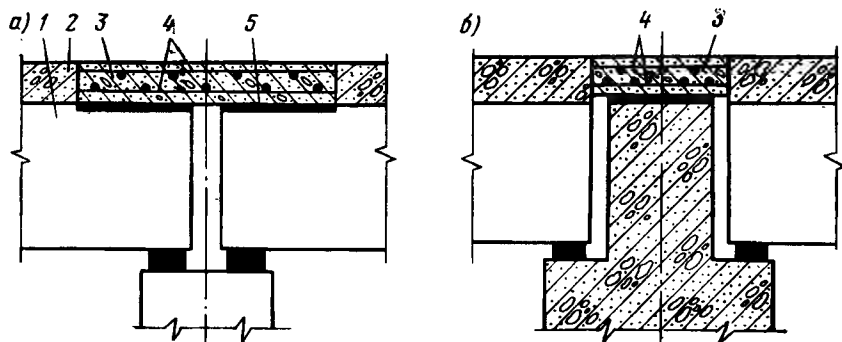


Рис. 3.11. Конструкция надпорных стыков температурно-неразрезных пролетных строений:

1 — ребристая балка; 2 — плита проезжей части; 3 — соединительная плита; 4 — арматура соединительной плиты; 5 — упругая прокладка

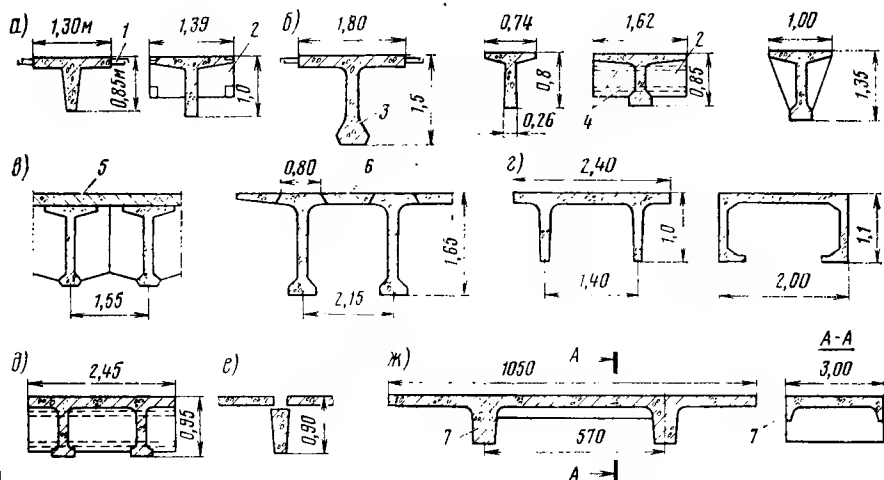


Рис. 3.12. Поперечные сечения блоков ребристых пролетных строений:

1 — выпуски ненапрягаемой арматуры плиты проезжей части; 2 — полудиафрагма; 3 — уширение ребра балки для размещения напрягаемой арматуры; 4 — каналы для напрягаемой арматуры; 5 — накладная плита проезжей части; 6 — плитная вставка; 7 — поперечное ребро

расстояния между ребрами принимают такими же, как и у одностенчатых балок. Балки с П-образным поперечным сечением можно вообще не объединять в поперечном направлении или объединять их бетонированием продольных швов — шпонок. В последнем случае сопряжение блоков в поперечном направлении будет шарнирным.

Наименьшей массой обладают ребристые балки, компонуемые из плоских элементов-ребер и плит (рис. 3.12, е).

Плитно-ребристые блоки могут быть изготовлены на всю ширину проезжей части (до 20 м). При этом каждый блок длиной до 3 м образуют из двух мощных ребер и двухконсольной плиты проезжей части. Расстояние между ребрами в таких блоках принимают равным до 8 м (рис. 3.12, ж). Для улучшения работы плиты на участке между ребрами по торцам блоков предусматривают поперечные ребра.

В пролетных строениях с отделенной плитой проезжей части необходимо не только объединять плиту, но и включать ее в совместную работу с ребрами. Поэтому стыки таких пролетных строений часто выполняют обе функции. Стык может состоять из петлевых выпусков арматуры двух соседних сборных плит и хомутов ребра. После постановки продольных стержней между перекрещивающимися петлями шов заполняют бетоном (рис. 3.13, а). Если применяется неразрезная накладная плита, то ее объединение с ребрами может быть достигнуто сваркой закладных деталей (рис. 3.13, б), натяжением поперечной арматуры ребер (рис. 3.13, в) или с помощью высокопрочных болтов, проходящих через плиту и уширение верхних поясов ребер (рис. 3.13, г).

Блоки пролетных строений, опирающихся в отдельных точках, желательно объединять как по плите проезжей части, так и по диафраг-

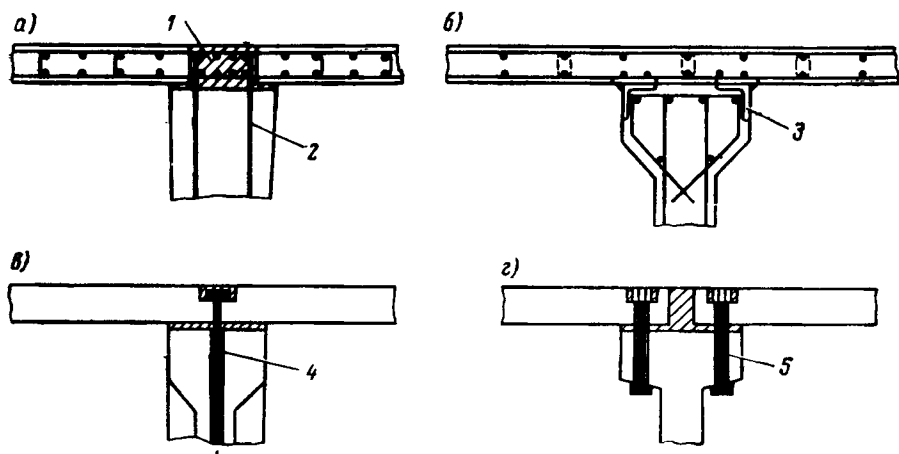


Рис. 3.13. Способы объединения накладной плиты проезжей части с ребрами:
1 — монолитный бетон или цементный раствор; 2 — ненапрягаемые хомуты ребра; 3 — металлические закладные детали; 4 — напрягаемый хомут; 5 — высокопрочные болты

мам. Элементы сборных диафрагм в этом случае устанавливают снизу или сверху между ребрами и объединяют с ними сваркой закладных деталей или натяжением поперечной арматуры.

Выбор типов блоков пролетных строений зависит от общих размеров сооружения и его расположения в плане.

В конструкциях с отделенной плитой типы сборных элементов плиты стремятся назначить таким образом, чтобы их число было наименьшим. В узких эстакадах элементы сборной плиты можно укладывать на всю ширину проезжей части или на ее часть с непрерывными продольными швами или с их сдвижкой (рис. 3.14, а). При широкой проезжей части элементы плиты стыкуют над каждым ребром или в промежутке между ребрами (рис. 3.14, б). В криволинейных эстакадах с прямолинейными ребрами сборные плиты по краям проезжей части могут иметь криволинейные грани (рис. 3.14, в).

Если косина узкого пролетного строения связана только с расположением стоечных опор, то все блоки несущей конструкции могут быть прямоугольной формы в плане (рис. 3.14, г). В случае косого опирания узкого пролетного строения на устои только концевые блоки на всю ширину пролетного строения могут быть со скошенной гранью, а все остальные — прямоугольной формы (рис. 3.14, д). Диафрагмы косых пролетных строений с шириной, меньшей пролета, целесообразно ориентировать перпендикулярно оси (рис. 3.14, е). Широкие пролетные строения ($B > L$) устраивают с косыми диафрагмами (рис. 3.14, ж).

При значительной и постоянной кривизне пролетного строения изготавливают блоки секторной формы, обеспечивающие тонкие швы на растворе или клею (рис. 3.14, з). Криволинейное пролетное строение может состоять из прямоугольных в плане одинаковых сборных блоков. Такая конструкция требует устройства между блоками стыков, заполняемых монолитным бетоном, однако позволяет изменить кри-

визну в плане (см. рис. 3.14, з). При небольшой кривизне для уменьшения объема монолитного бетона можно заменять плавную кривую ломаной линией. Несколько блоков устанавливают вплотную с тонкими клевыми швами, а затем предусматривают один стык из монолитного бетона переменной толщины (рис. 3.14, и). Криволинейные сборные пролетные строения небольшой кривизны возможно монтировать из прямолинейных цельнопролетных балок. При этом фасадные балки

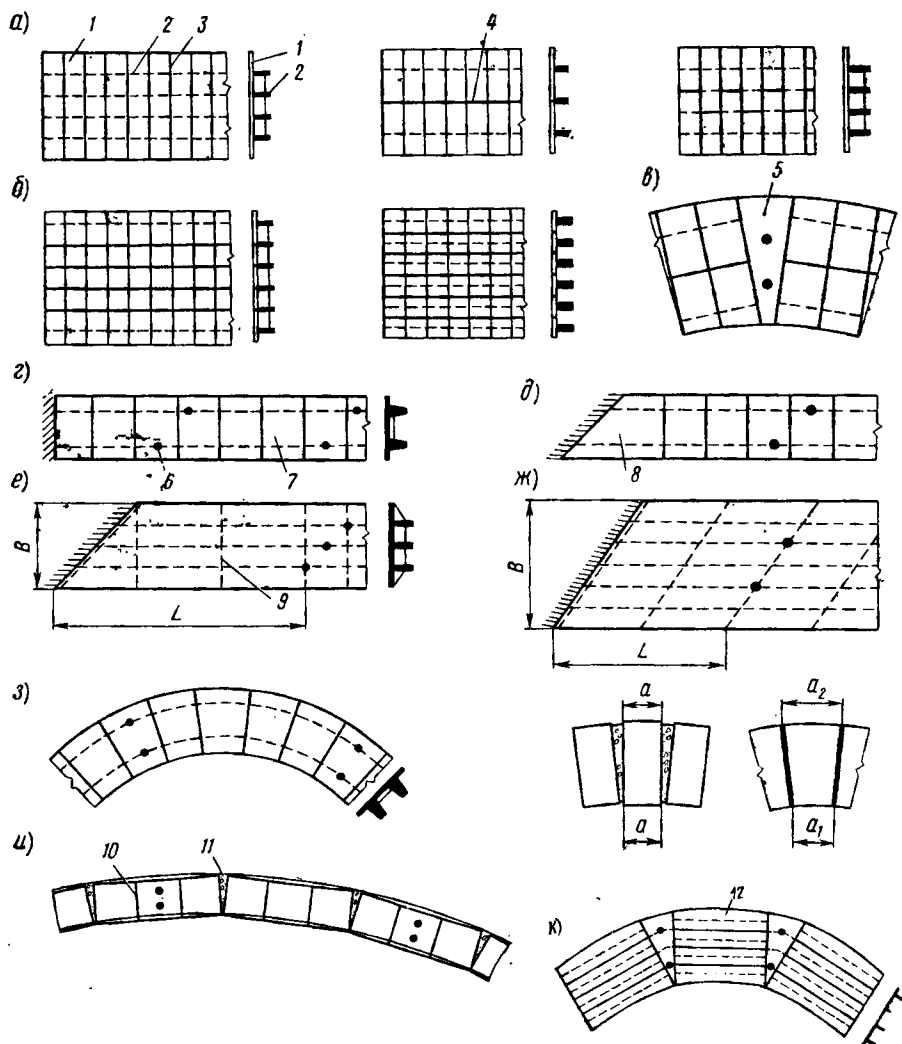


Рис. 3.14. Расположение элементов сборных ребристых пролетных строений в плане:

1 — элемент (блок) отделенной плиты; 2 — сборные ребра (балки); 3 — поперечный шов плиты; 4 — продольный шов плиты; 5 — ригель опоры; 6 — опорные стойки под ребрами пролетного строения; 7 — блоки сборного пролетного строения; 8 — сборный блок с косым торцом; 9 — диафрагмы; 10 — клеевые поперечные швы; 11 — монолитный бетонный стык; 12 — однопролетные балки с криволинейной гранью плиты

должны иметь плиту проезжей части с криволинейным очертанием одной грани, а ригели промежуточных опор иметь переменную ширину в плане (рис. 3.14, к).

Армирование ребристых балок сборных пролетных строений эстакад не имеет особенностей в сравнении со способами, применяемыми в автодорожных мостах.

Объединение сборных разрезных балок в продольном направлении в неразрезное или рамное пролетное строение осуществляют сваркой выпусков ненапрягаемой арматуры (рис. 3.15, а) или натяжением дополнительной арматуры над промежуточными опорами. Стержни-выпуски ненапрягаемой арматуры составляют часть арматурного каркаса либо

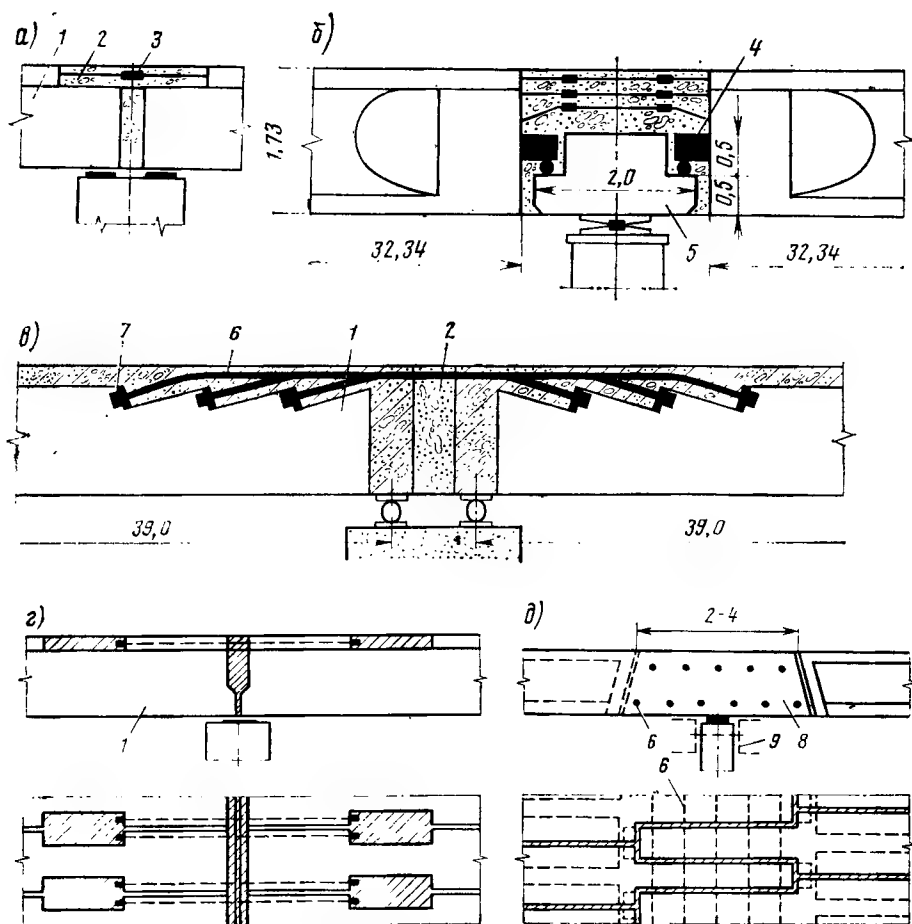


Рис. 3.15. Конструкция надопорных стыков неразрезных ребристых пролетных строений, образованных из разрезных балок:

1 — сборная балка; 2 — монолитный бетон; 3 — сварной стык арматурных выпусков; 4 — металлические консольные выступы; 5 — скрытый ригель опоры; 6 — напрягаемая арматура; 7 — анкер напрягаемой арматуры; 8 — концы балок, обжимаемые поперечной арматурой; 9 — монтажные опорные швеллеры

их устанавливают дополнительно для армирования зоны действия отрицательных изгибающих моментов (рис. 3.15, б). Напрягаемую арматуру располагают в каналах верхней плиты балок, отгибая и анкеруя ее под нижней гранью плиты (рис. 3.15, в). Если устанавливать прямолинейные пучки арматуры, то для ее натяжения следует делать вырезы в верхней плите, позволяющие разместить анкеры и натяжные домкраты (рис. 3.15, г). Такая конструкция несколько ослабляет плиту, но удобнее для натяжения с поверхности плиты.

При небольших пролетах ребристые балки объединяют в надпорном сечении с использованием поперечной напрягаемой арматуры (рис. 3.15, д). При создании неразрезной системы в пролетном строении с отделенной плитой напрягаемую арматуру можно располагать в выступах ребер и натягивать ее до укладки плит проезжей части (см. рис. 2.13, в). Для образования рамных систем производят заделку концов балок пролетного строения в монолитном ригеле. При расположении по фасаду эстакады двоянных стоек жесткость системы существенно повышается.

3.4. КОНСТРУКЦИЯ СБОРНЫХ КОРОБЧАТЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЭСТАКАД

Эстакады со сборными коробчатыми пролетными строениями рациональны при пролетах 40 м и более. Ширина сборных коробчатых блоков при этом, как правило, не превышает 20—25 м.

При постоянном сечении пролетных строений их высоту назначают в пределах $h = (1/20 \div 1/30) l$, а при переменном сечении $h = (1/30 \div 1/50) l$ в середине пролетов и в два-три раза большую — над опорами. В отличие от монолитных конструкций сборные коробчатые элементы не имеют массивных стенок, а число замкнутых контуров обычно не превышает трех. Сборные конструкции стремятся сделать более простых форм, чтобы лучше удовлетворить условия индустриального изготовления.

Пролетные строения эстакад составляют по длине из отдельных коробчатых сборных блоков, длина которых определяется их общей массой и устанавливается в зависимости от грузоподъемности применяемого кранового оборудования и условий транспортирования. Продольную рабочую арматуру пролетных строений устанавливают только с натяжением после бетонирования. Способ ее размещения и система зависят от принятого метода монтажа пролетных строений.

При сборке из отдельных блоков на сплошных подмостях пролетные строения могут иметь концентрированные пучки напрягаемой арматуры из большого числа высокопрочных проволок, располагаемые с отгибами от середины пролета к опорам (рис. 3.16, а) и проходящие на всю длину конструкции. Такие пучки очень трудно протянуть в закрытых каналах, и поэтому их располагают открыто во внутренних полостях коробок. Постепенный отгиб из нижней зоны в верхнюю может осуществляться с заводкой пучка за упорные ребра жесткости в каждом блоке. Однако арматура такого типа применяется весьма редко. Чаще используют пучки или пряди из высокопрочных проволок, располагаемые в нескольких каналах и проходящие не на всю длину

пролетного строения. Длина одного пучка может быть одинаковой при равнопролетной конструкции, если каждый пучок несколько сдвинут относительно соседнего и имеет анкеры в пролете на верхней или нижней грани балок (рис. 3.16, б). Пучки разной длины устанавливают по расчету с отгибом на верхнюю грань пролетного строения, откуда удобнее осуществлять их натяжение (см. рис. 2.18, а или 3.9, б).

Пролетные строения, собираемые методом попролетной сборки, армируют аналогично применяемому при попролетном бетонировании, устраивая стык пучков в конце каждой секции сборки (см. рис. 3.9, а или 2.18, в, г).

При продольной надвигке пролетное строение можно армировать прямолинейными пучками, расположенными в верхней и нижней зонах, которые устанавливают и натягивают во время сборки блоков, предшествующей надвигке (рис. 3.16, в). Так как схема конструкции меняется во время надвигки, приходится устанавливать и натягивать временные пучки, обеспечивающие прочность сечений пролетного строения при любом его положении. Верхнюю напрягаемую арматуру располагают в открытых каналах и после окончания надвигки замоноличивают бетоном. Нижнюю арматуру устанавливают в закрытых каналах и при прямолинейных пучках натягивают домкратами, располагаемыми внутри коробчатой конструкции. Если размеры внутрен-

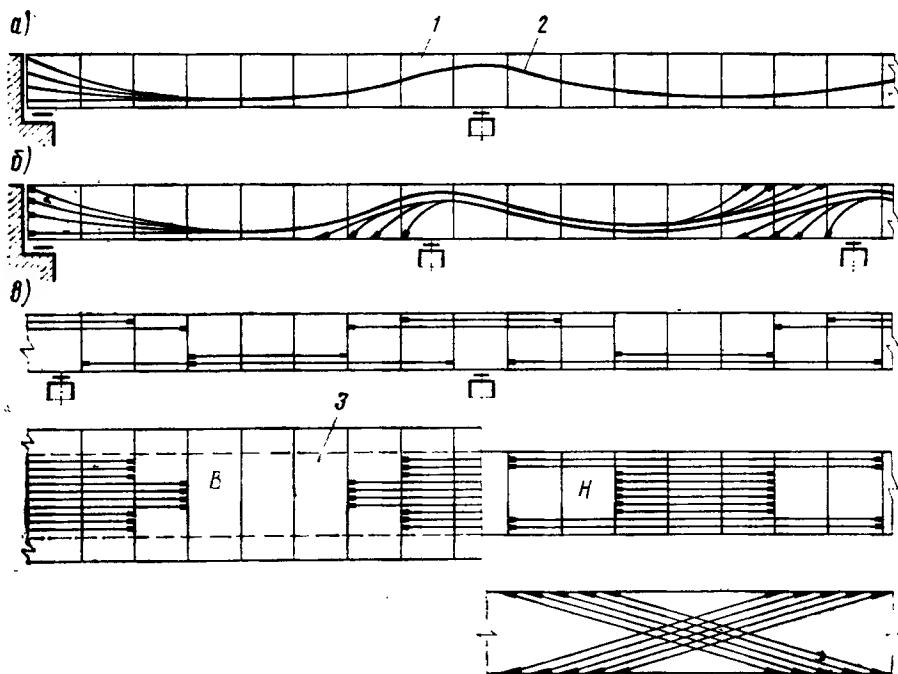


Рис. 3.16. Армирование сборных коробчатых пролетных строений напрягаемой арматурой:

1 — блок пролетного строения; 2 — напрягаемая арматура; 3 — стенка блоков пролетного строения

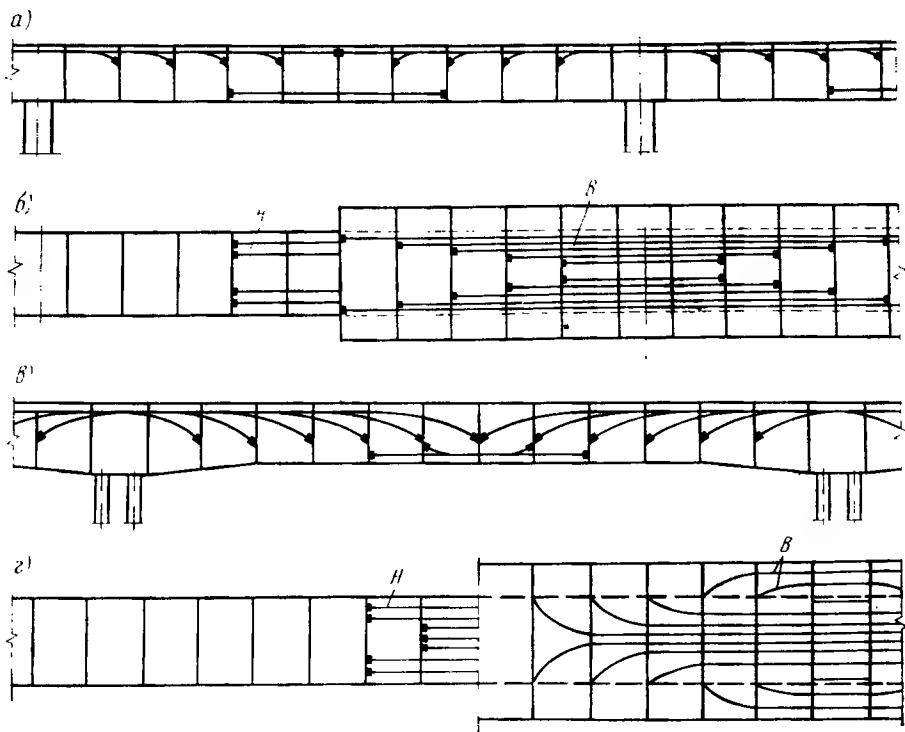


Рис. 3.17. Армирование коробчатых пролетных строений, сооружаемых методом навесной сборки

ней полости недостаточны для размещения в ней оборудования для натяжения, то нижние пучки перекрещивают и анкеруют на стенках в нижней их части (см. рис. 3.16, в). Такие пучки располагают над нижней плитой открыто и замоноличивают бетоном после их натяжения.

Неразрезные балочные или рамные эстакады, сооружаемые методом навесной сборки, армируют пучками, расположенными в закрытых каналах верхней плиты пролетного строения (рис. 3.17, а). В середине пролетов после завершения сборки устанавливают нижнюю напрягаемую арматуру, проходящую также в закрытых каналах нижней плиты. Напрягаемую арматуру удобно искривлять в плане верхней плиты и заводить в стенки пролетного строения, что улучшает работу конструкции на поперечные силы (рис. 3.17, б).

Поперечные сечения сборных коробчатых пролетных строений назначают в зависимости от ширины пролетного строения, его пролетов, способа монтажа и архитектурных соображений. Наибольшее распространение имеют одноконтурные сечения, обеспечивающие обычно ширину поверху до 15—18 м. Стенки коробчатых блоков могут быть вертикальными (рис. 3.18, а) или наклонными (рис. 3.18, б). Обычно свесы верхней плиты и ширина контура составляют 4—6 м. Характерно также использование постоянных толщин элементов поперечного сечения.

В отдельных случаях толщину стенок в одноконтурных коробчатых балках делают переменной, и тогда трапецевидальное поперечное сечение имеет внутреннюю полость прямоугольной формы (рис. 3.18, в).

Для улучшения условий работы консольных свесов плиты проезжей части, а также с целью увеличения их вылетов в коробчатых блоках применяют поперечные ребра, располагаемые с шагом, меньшим ширины контура поперечного сечения. Если поперечные ребра проходят по всей ширине одноконтурного блока, то удастся увеличить расстояние между стенками до 7,0—8,0 м, а вылет консольных свесов — до 8—9 м и даже более (рис. 3.18, г). Общая ширина сечения

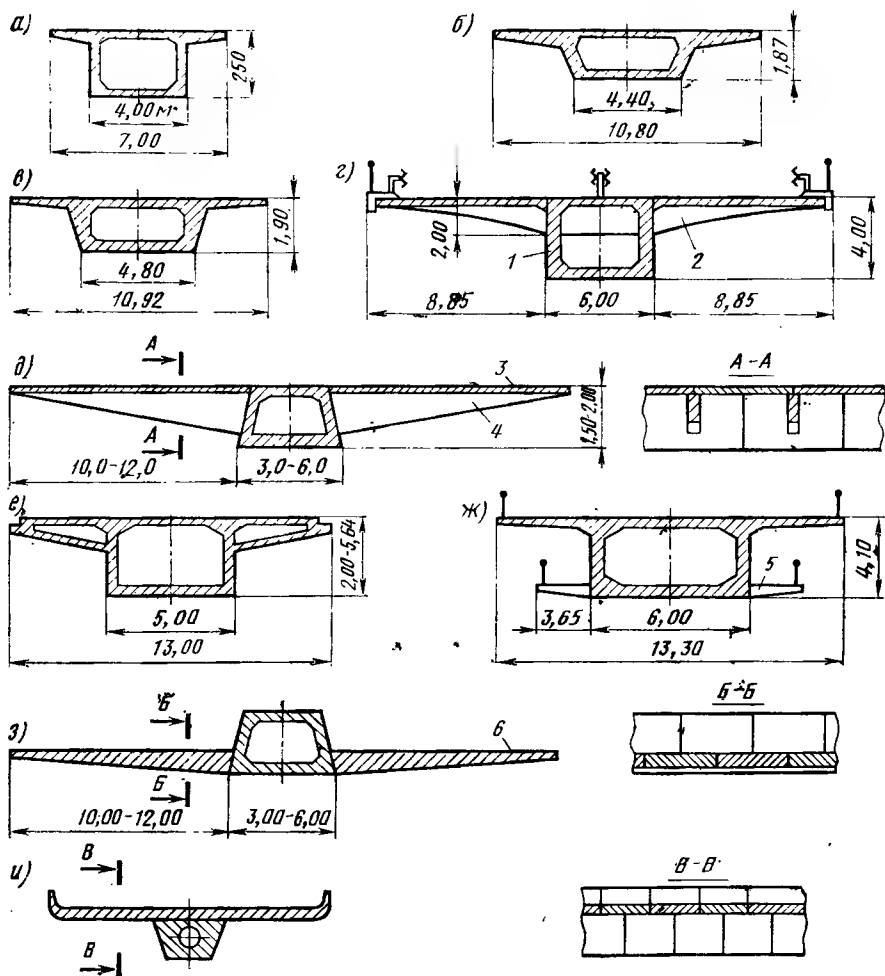


Рис. 3.18. Типы одноконтурных поперечных сечений блоков коробчатых пролетных строений эстакад:

1 — коробчатый блок; 2 — поперечное ребро; 3 — элементы плиты проезжей части; 4 — сборное поперечное ребро на всю ширину пролетного строения; 5 — консольная поперечная балка; 6 — сборная консольная плита проезжей части

тогда увеличивается до 20—25 м. При этом консоли верхней плиты с подкрепляющими их ребрами могут быть выполнены в виде отдельных блоков, объединяемых с коробчатыми балками на монтаже. Коробчатое пролетное строение может быть образовано из пространственных коробчатых блоков, в вертикальные прорезы которых вставляют плоские элементы поперечных ребер (балок), распространяющихся на всю ширину проезжей части. По поперечным ребрам укладывают плоские элементы плиты проезжей части. Расчленение несущей конструкции на узкие пространственные и плоские сборные элементы ведет к снижению массы отдельных блоков, но при этом увеличивается число стыков в пролетном строении и усложняется его монтаж (рис. 3.18, д). В некоторых случаях консольные свесы верхней плиты устраивают пустотелыми, что также позволяет несколько увеличить их вылет (рис. 3.18, е).

Объединение блоков длинных консольных свесов с коробчатыми балками осуществляют напрягаемой арматурой, пропускаемой по всей ширине сечения. Консольные свесы вылетом до 4—5 м могут быть объединены с коробчатой балкой сваркой выпусков ненапрягаемой арматуры с последующим замоноличиванием стыков бетоном. При разделении автомобильного и пешеходного движения в разные уровни у нижней плиты сборных коробчатых пролетных строений также могут быть предусмотрены консольные свесы для организации пешеходного движения. Вместо свесов нижней плиты целесообразно устройство консольных поперечных балок, которые стыкуют со стенками пролетного строения (рис. 3.18, ж). Консольные свесы проезжей части для организации автомобильного движения также могут быть устроены в уровне нижнего пояса коробчатых блоков пролетного строения (рис. 3.18, з). Выступающая над проезжей частью коробчатая балка служит в этом случае разделительной полосой.

Пролетные строения эстакад с шириной поверху 10—12 м можно собирать из коробчатых блоков, перекрываемых элементами накладной плиты проезжей части (рис. 3.18, и). Объединение коробчатых балок с плитами обеспечивается установкой напрягаемых хомутов. При ширине проезжей части 20—25 м для городских эстакад применяют сборные коробчатые пролетные строения с несколькими замкнутыми контурами. В двухконтурном сечении средняя стенка, расположенная по оси пролетного строения, улучшает его работу на изгиб и тем самым позволяет уменьшить высоту несущей конструкции в сравнении с одноконтурным пролетным строением (рис. 3.19, а). Наружные стенки обычно делают наклонными для уменьшения ширины опор и улучшения внешнего вида сооружения.

Предусмотрев в поперечном сечении две промежуточные стенки, удастся не только повысить его жесткость на изгиб, но и на кручение (рис. 3.19, б). Иногда в коробчатом сечении предусматривают две внутренние вертикальные стенки, обеспечивающие работу конструкции на изгиб, а также внешние значительно более тонкие наклонные стенки, обеспечивающие повышенную крутильную жесткость (рис. 3.19, в). Отсутствие в таких конструкциях свободных свесов ухудшает зрительное восприятие эстакады. Такая эстакада кажется весьма массивной. Небольшую высоту имеют сборные коробчатые пролетные строе-

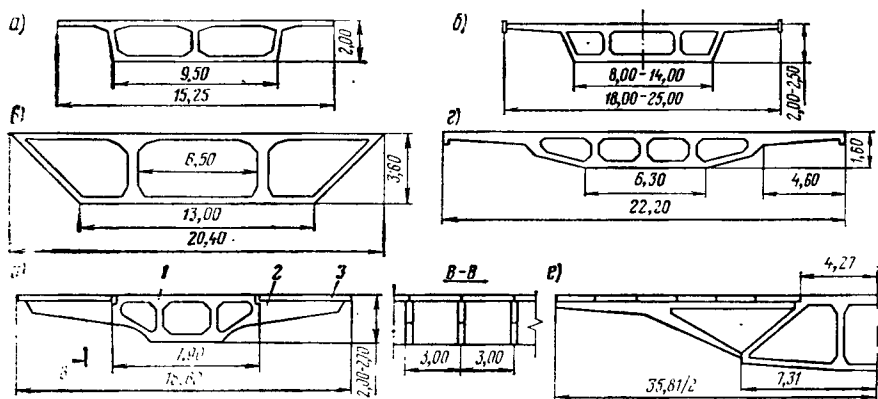


Рис. 3.19. Типы поперечных сечений блоков коробчатых пролетных строений с двумя и более замкнутыми контурами:

1 — коробчатый блок; 2 — поперечное ребро; 3 — подкосный элемент

ния с четырьмя и более замкнутыми контурами (рис. 3.19, е). Нижние плиты в крайних ячейках часто устраивают наклонными.

Блоки многоконтурных пролетных строений, изготовленные на всю ширину сечения, получают тяжелыми (100—130 т) и требуют мощного кранового оборудования для монтажа. Расчленяя конструкцию на коробчатые блоки с двумя или тремя замкнутыми контурами и элементы свесов, удастся уменьшить массу сборных элементов и упростить условия их транспортирования к месту строительства (рис. 3.19, д, е).

Сборный коробчатый блок эстакады любого сечения должен обеспечивать расположение продольной напрягаемой арматуры конструкции и анкерку ее элементов. В зависимости от способа сборки и типа армирования сборные блоки имеют некоторые особенности.

Блоки конструкции, собираемой методом навесной сборки или продольной надвигки, могут иметь верхнюю прямолинейную арматуру, располагаемую открыто. Пучки напрягаемой арматуры укладывают в пазухи верхней плиты коробчатой балки. В каждом блоке при навесной сборке должны располагаться хотя бы четыре анкера пучков арматуры, прижимающей этот блок к остальной части монтируемой консоли. Для этого на верхней плите блока устраивают утолщение шириной, обеспечивающей анкерку любого пучка арматуры. Пучки пропускают сквозь верхнюю плиту или через вертикальные прорезы, или, наконец, через небольшие участки закрытых каналов. Пазухи и каналы в дальнейшем замоноличивают бетоном или раствором.

Напрягаемую арматуру можно располагать непосредственно по верхней плите. После натяжения она закрывается слоем монолитного бетона. Для анкерки пучков применяют металлические накладные упоры, приваренные к продольной арматуре плиты и специальным анкерным стержням. Такая конструкция удобна при надвигке, так как накладные упоры могут располагаться по поверхности плиты независи-

мо от разбивки пролетного строения на блоки и использоваться как для постоянных, так и для временных пучков. Недостатком этого типа армирования является значительный расход металла на анкеры и упоры и большая толщина слоев покрытия проезжей части из-за толстого слоя бетона омоноличивания пучков и упоров.

Напрягаемую арматуру нижней плиты пропускают в закрытых каналах, а для анкеров внутри коробчатых балок устраивают железобетонные приливы.

Напрягаемую арматуру верхней плиты можно анкеровать без устройства утолщения под плитой или накладных упоров, если во всех или в некоторых блоках предусмотреть выступы на верхней плите. В них образуют каналы для проходящих пучков, причем часть их анкеруется за этими выступами (рис. 3.20, а). Такие блоки обычно применяют при надвижке пролетного строения, но их можно использовать и при навесной сборке.

Если напругаемую арматуру располагают в закрытых каналах, то ее можно достаточно свободно пропускать в любую часть блока, переводя ее из верхней плиты в ребро и нижнюю плиту. Анкеры пучков,

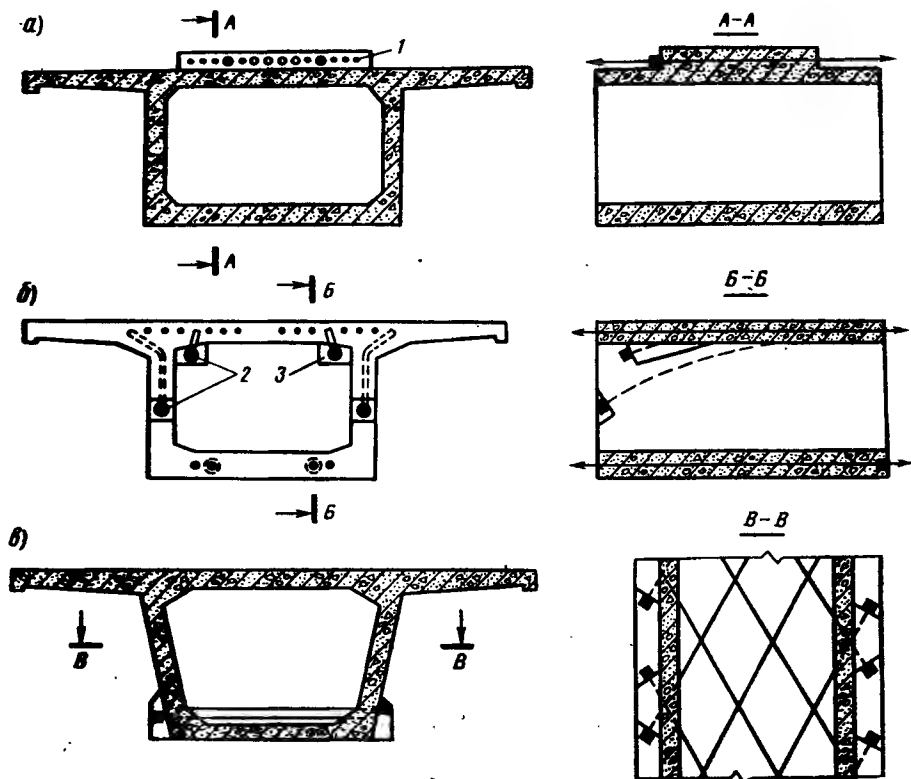


Рис. 3.20. Схемы анкерки продольной напрягаемой арматуры в блоках:
1 — элемент напрягаемой арматуры; 2 — анкер; 3 — утолщение в блоке для анкерования

обрываемых в блоке, устраивают в утолщениях под верхней плитой, которые можно расположить в одном месте, подводя к ним разные пучки. Их можно располагать также в пазах стенок блока или торцах верхней и нижней плит (рис. 3.20, б).

Арматуру в закрытых каналах используют при навесном монтаже и сборке на сплошных подмостях. После натяжения арматуры каналы инъецируют цементным раствором.

Для анкеровки перекрещивающихся пучков (см. рис. 3.16, в), расположенных над нижней плитой коробчатых блоков с их наружной стороны, предусматривают анкерные железобетонные утолщения (рис. 3.20, в).

Способ изготовления сборных блоков как коробчатых, так и ребристых балок определяет вид стыка между ними. Если торцовые поверхности сборных блоков точно прилегают друг к другу, то стык между ними можно оставить «сухим» или промазать поверхности тонким слоем 0,5—1 мм специального клея. Гладкие поверхности торцов блоков образуются в том случае, когда опалубка торцовых поверхностей блока выполнена из толстых стальных плит с точной их установкой перед бетонированием. В большинстве случаев такая опалубка сложна и неэкономична, и поэтому при бетонировании блоков применяют так называемый метод «отпечатка», когда опалубкой торцов бетонируемого блока служат поверхности соседних уже изготовленных блоков. Бетонная смесь бетонируемого блока повторяет все неровности прилегающих поверхностей, обеспечивая их точное совпадение при монтаже. Однако при таком способе каждый блок может быть использован в одном определенном месте конструкции и их взаимозаменяемость невозможна.

Клей для тонких швов между блоками готовят на основе эпоксидных смол со специальными отвердителями и заполнителем из цемента.

В том случае когда торцовые поверхности блоков изготовлены в обычной опалубке, то между ними оставляют швы шириной 10—50 мм, которые заполняют на монтаже цементным раствором. Швы с цементным раствором, а также сухие и клеевые должны обязательно работать в условиях сжатия, так как через них не передаются растягивающие напряжения. Стыки шириной 100—300 мм заполняют бетоном и их устраивают в тех местах по длине конструкции, где необходимо разместить какие-либо конструктивные детали (анкеры напрягаемой температуры, сваренные выпуски ненапрягаемой арматуры и т. д.). Такой армированный стык допускает восприятие как сжимающих напряжений, так и растягивающих.

Тонкие клеевые швы предпочтительнее, так как их использование связано с уменьшением трудоемкости работ по монтажу пролетных строений. На практике все же не удастся полностью исключить применение бетонируемых стыков. «Мокрые» стыки не требуют выполнения точной установки блоков, так как на них не сказываются неровности поверхности или некоторые несовпадения по ширине или высоте. Для сухого и клеевого шва необходимо обеспечить точную установку блоков. Этому способствуют специальные выступы и впадины на торцо-

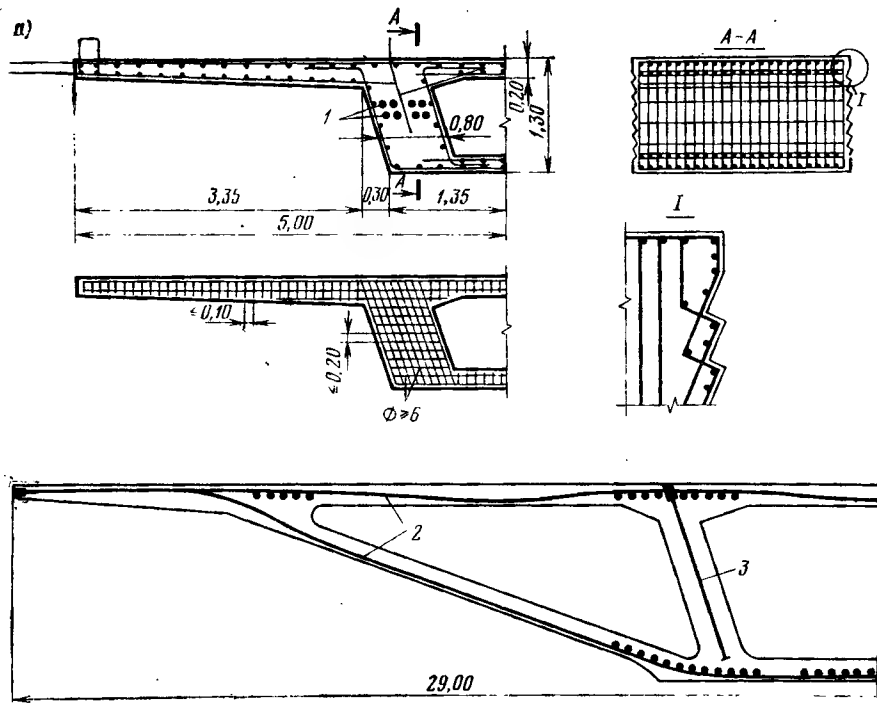


Рис. 3.21. Схемы армирования коробчатых блоков:

1 — продольная напрягаемая арматура; 2 — то же поперечная; 3 — напрягаемые хомуты

вых гранях блоков, называемые фиксаторами. Фиксаторы делают как на стенках блоков, так и на верхней и нижней плитах. Они могут иметь различную форму. При устройстве нескольких фиксаторов трапециевидальной формы в стенках блока улучшается работа шва конструкции на передачу поперечных сил любого направления. Если в шве преобладают поперечные силы только одного какого-то направления, то фиксаторы можно сделать зубчатого очертания (сечение А — А, рис. 3.21, а).

Сборные коробчатые блоки пролетных строений, пропуская через себя продольную напрягаемую арматуру, содержат поперечную арматуру, которая служит для восприятия изгибных деформаций плит и стенок. Поперечная арматура коробчатых блоков образуется обычно из сварных сеток. Специальными стержнями или каркасами армируют вуты во входящих углах блока.

Торцовые поверхности блоков рекомендуется усиливать специальными сетками из стержней диаметром не менее 6 мм, расположенных через 100—200 мм. Если на торце блока устроены фиксаторы, то их тоже армируют изогнутыми стержнями (см. рис. 3.21, а). В блоках широких пролетных строений с большими пролетами плит между ребрами часто устанавливают пучки поперечной напрягаемой арматуры, которые проходят в верхней и нижней плитах, а также в наклонных стен-

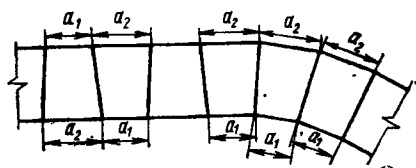


Рис. 3.22. Расположение стандартных секторных блоков в плане для образования криволинейного пролетного строения

При необходимости несколько сборных блоков по ширине эстакады могут объединяться по плите проезжей части или по диафрагмам.

Для удобства изготовления блоков в них не предусматривают поперечных диафрагм. Однако в опорных сечениях, а иногда и по длине пролета такие диафрагмы устраивают. Они необходимы также в блоках, к которым прикрепляют сборные элементы консолей.

Криволинейные пролетные строения собирают из блоков прямоугольной в плане формы с переменным по ширине швом или из блоков сегментной формы (см. рис. 3.14, д, е, ж). Если конструкция имеет сборные консоли, то на кривых их тоже следует делать сегментной формы или со сборными плитами проезжей части переменной ширины. Криволинейную конструкцию можно возвести из блоков стандартной сегментной формы, устанавливая их на прямых участках рядом противоположными по длине гранями, а на кривых более длинными сторонами по выпуклой части (рис. 3.22).

3.5. СБОРНО-РАЗБОРНЫЕ ЭСТАКАДЫ

Применение сборно-разборных сооружений связано с непрерывным ростом автомобильного движения в городах и на автомагистралях, подходящих к ним, когда любое временное уменьшение пропускной способности вызывает значительные задержки транспорта. Связанные с этим экономические потери могут превысить стоимость возведения временного искусственного сооружения для восстановления требуемой интенсивности движения, особенно если элементы конструкции инвентарные и могут быть применены многократно.

Возведение сборно-разборной конструкции может определяться следующими основными причинами:

строительством объектов в городе или на подходящей к нему автомобильной дороге, препятствующих нормальному движению;

большим сезонным колебанием интенсивности движения, когда при максимальной интенсивности пропускная способность не удовлетворяется;

временным, но достаточно длительным увеличением интенсивности движения;

обстоятельствами, требующими быстрого возведения искусственных сооружений.

ках. Промежуточные стенки армируют напрягаемыми хомутами (рис. 3.21, б).

Коробчатые блоки изготавливают иногда такой ширины, чтобы в поперечном сечении пролетного строения устанавливался только один блок. При общей ширине требуемого проезда более 25—30 м возводят два отдельных пролетных строения с расстояниями между их ближайшими гранями 3—8 м.

Часто временные эстакады монтируют вблизи строящихся объектов: постоянной эстакады или путепровода; новой улицы в городской застройке, пересекающей существующие улицы с интенсивным движением; автомагистрали, перестраиваемой или расширяемой. Во всех этих случаях временная эстакада восстанавливает движение на перерезанной во время строительства транспортной магистрали, проходя над объектом и не мешая строительным работам.

Интенсивность движения по транзитным дорогам, проходящим через горд, может резко возрастать в определенные периоды, например во время летних отпусков. Если расширение городской улицы или устройство окружной дороги сопряжено с трудностями или большими затратами материальных средств, то в период напряженного движения можно возвести дополнительный уровень проезда на временной эстакаде.

Сборно-разборные эстакады возводят и в тех случаях, когда интенсивность движения по какой-либо улице или автомобильной дороге должна возрасти в результате временного перевода на нее потоков с соседних улиц или автомагистралей, закрытых на переустройство или по другим причинам. И наконец, такие эстакады незаменимы при весьма ограниченном сроке монтажа сооружения (стихийные бедствия, спасательные работы и другие сложные условия).

Наибольшее распространение на практике имеют металлические сборно-разборные эстакады. Железобетонные сборно-разборные эстакады пока еще не получили широкого применения.

Элементы сборно-разборных железобетонных эстакад не требуют окраски, не подвергаются коррозии и более долговечны при хранении, чем аналогичные металлические элементы. К недостаткам железобетонных сборно-разборных элементов следует отнести их большую монтажную массу и значительную сложность изготовления по сравнению с обычными сборными железобетонными эстакадами.

Конструкции железобетонных сборно-разборных эстакад могут иметь разную степень сборности (разборности). Если экономически выгодно выполнить сборно-разборными только пролетные строения как наиболее дорогостоящие элементы, то монолитные опоры и фундаменты эстакады после окончания срока ее службы разрушают или оставляют неразобранными. Большей сборностью (разборностью) обладают конструкции, имеющие разбираемые пролетные строения, ригели и стойки опор, а также монолитные фундаменты, оставляемые в грунте. Наиболее

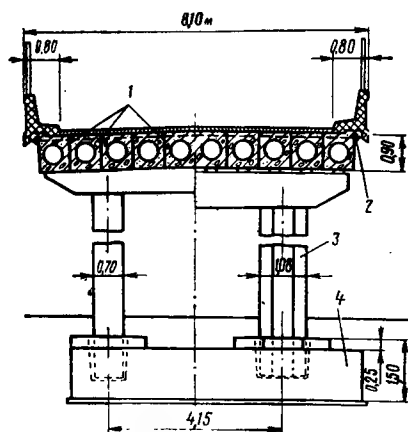


Рис. 3.23. Поперечный разрез сборно-разборной железобетонной эстакады: 1 — контактные поверхности сборных элементов (сухой шов); 2 — напрягаемый стержень диаметром 26 мм; 3 — стойка опоры; 4 — стаканый фундамент

универсальны полностью сборно-разборные конструкции — от пролетных строений до фундаментов.

При проектировании сборно-разборных эстакад стремятся удовлетворить следующие основные требования:

сделать сборные элементы максимально взаимозаменяемыми и обеспечивающими перекрытие достаточно большого диапазона пролетов; исключить при сборке укладку монолитного бетона и даже клеевые соединения;

создать конструкцию с минимальным числом монтажных стыков;

обеспечить поперечное объединение элементов пролетных строений и легкое их разъединение при разборке;

обеспечить при прочих условиях минимальную массу монтажных элементов.

Наиболее рациональны плитные разрезные или консольные пролетные строения из элементов длиной на весь пролет или более с поперечной напрягаемой арматурой из высокопрочных стержней с анкерами в виде гаек, натягиваемых после бетонирования. Примером такой конструкции может служить сборно-разборная эстакада, поперечный разрез которой приведен на рис. 3.23. Элементы пролетных строений имеют прямоугольное сечение с круглыми пустотами, изготовленные в жесткой металлической опалубке. Их боковые грани гладкие и могут быть пригнаны друг к другу сухим стыком без клея или заполнения раствором. Поперечное обжатие осуществляется высокопрочными стержнями диаметром 25 мм с резьбой и анкерными гайками по концам, проходящими в закрытых каналах в верхней части элементов. Созданное такими стержнями обжатие обеспечивает совместную работу сборных элементов, во всяком случае, как шарнирно соединенных между собой. Опоры пролетных строений изготовлены в виде сборных ригелей, стоек и стальных фундаментов двух типов.

Для перекрытия различных пролетов изготавливают три типа сборных элементов пролетных строений с консолью и без них. Набор различных типов обеспечивает разные схемы пролетных строений. Шарнирно-подвижные опорные части изготавливают из резины, а шарнирно-неподвижные — из свинцовых прокладок.

ОПОРЫ И ОПОРНЫЕ ЧАСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭСТАКАД**4.1. КОНСТРУКЦИЯ СТОЕЧНЫХ И СТОЛБЧАТЫХ ОПОР**

Простейшими и весьма распространенными видами опор железобетонных эстакад являются стоечные и столбчатые опоры. К стоечным условно могут быть отнесены опоры с размерами поперечного сечения до 1 м, а к столбчатым — свыше 1,0 м. В большинстве случаев стойки и столбы опор эстакад имеют постоянные сечения с круглой, прямоугольной или более сложной формой (рис. 4.1, *а, б, в*). В зависимости от условий закрепления по концам, а также из архитектурных соображений стойки и столбы выполняют сужающимися к одному из концов.

Одностоечные или одностолбчатые опоры могут быть заделаны в фундамент (см. рис. 4.1, *а*) или сопрягаться с ним и с пролетным строением шарнирно (см. рис. 4.1, *б*). В последнем случае такая стойка или столб будут качающимися. При малых размерах таких опор сверху представляется возможным установить только одну опорную часть, которую располагают под стенкой пролетного строения или под опорной диафрагмой (см. рис. 4.1, *а, б*). При необходимости опирания пролетного строения на две опорные части предусматривают столбы с более развитым сечением в поперечном направлении (см. рис. 4.1, *в*) или делают уширение верхней части такой опоры. В случае цилиндрических столбов уширение их верха может быть обеспечено устройством короткой железобетонной стенки с небольшими консольными выступами (рис. 4.1, *г*). Достаточно часто одностолбчатые опоры снабжают консольным ригелем, жестко объединенным со столбчатой частью (рис. 4.1, *д*).

Одностоечные и одностолбчатые опоры применяются главным образом под коробчатые пролетные строения одно- или двухконтурного сечения с шириной поверху до 18—20 м. Ребристые пролетные и плитные пролетные строения опирают на одностолбчатые опоры с ригелем. В некоторых случаях при ширине пролетных строений до 10—12 м объединяют столб опоры с поперечными диафрагмами пролетных строений (рис. 4.1, *е*).

При заделывании стоек в фундамент или пролетное строение они работают на сжатие с изгибом. Однако из-за малых размеров поперечных сечений стоек их гибкость велика и изгибающие моменты от совместной работы с пролетным строением и фундаментом незначительны. Горизонтальные усилия от временной нагрузки или температурных деформаций распределяются между всеми такими стойками пропорционально их жесткости.

Весьма распространены в эстакадах двухстолбчатые опоры с диаметром столбов немного более 1 м. Часто ригель таких опор делают скрытым (рис. 4.2, а).

Опоры, образованные из нескольких стоек, применяют в случае плитных, ребристых и коробчатых пролетных строений полуоткрытого сечения (рис. 4.2, б). Обычно такие стойки поддерживают пролетное строение без устройства дополнительного ригеля.

Столбчатые опоры достаточно массивны и при необходимости могут воспринимать сжатие, изгиб и горизонтальные усилия от воздействий временной нагрузки и изменения температуры.

При плитной конструкции эстакады одностолбчатые опоры выполняют с разветвлением в верхней части (рис. 4.2, в). Разветвленные столбы имеют опорные части на концах ответвлений или эти ответвления омоноличиваются с пролетным строением. При этом концы ответвлений, омоноличиваемые с пролетным строением, делают достаточно тонкими, чтобы образовать ложный железобетонный шарнир, передающий только нормальные силы.

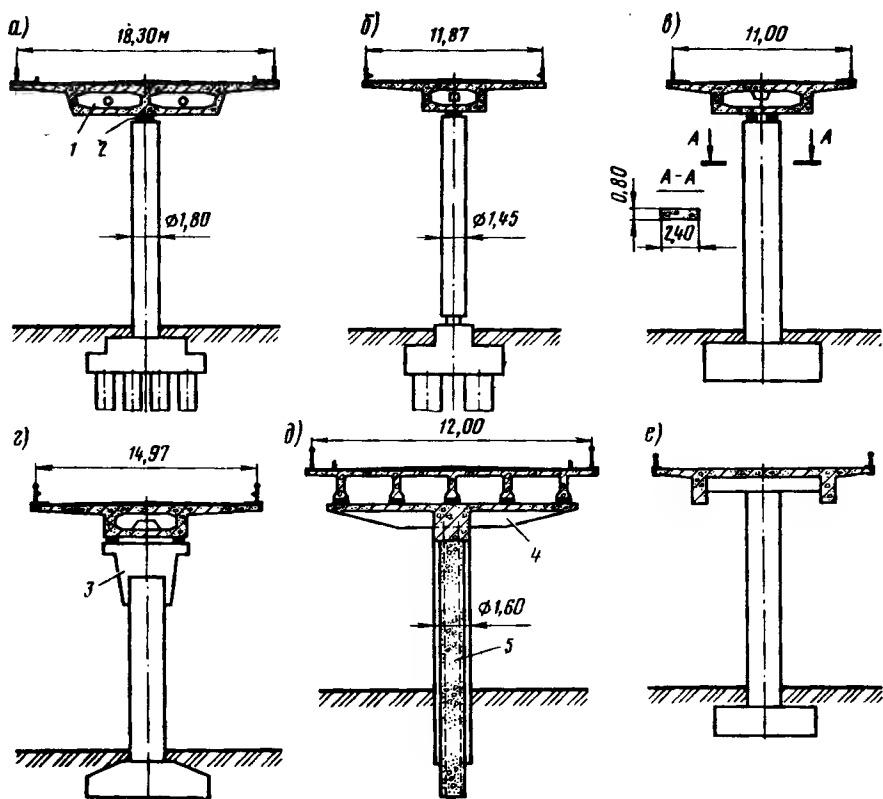


Рис. 4.1. Одностоечные и одностолбчатые опоры железобетонных эстакад:

1 — опорная диафрагма; 2 — шарнир; 3 — уширение верха столбчатой опоры; 4 — консольный ригель; 5 — бетон заполнения с арматурой

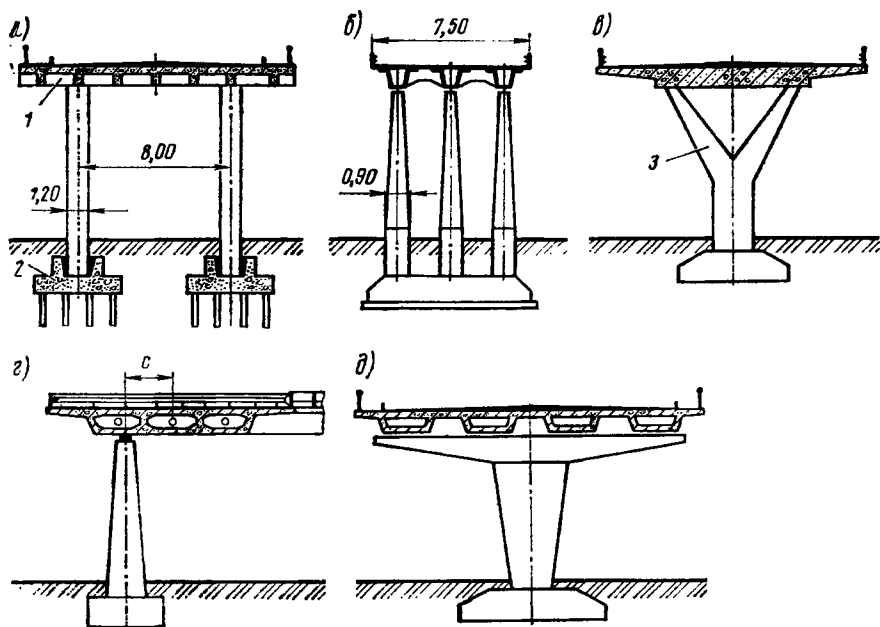


Рис. 4.2. Разновидности стоечных и столбчатых опор железобетонных эстакад: 1 — скрытый ригель; 2 — фундамент стаканного типа; 3 — разветвление столбчатой опоры

В криволинейных эстакадах большой кривизны для уменьшения крутящих моментов, возникающих от временных и постоянных нагрузок, стоечные или столбчатые опоры располагают эксцентрично по отношению к оси поперечного сечения, смещая их в сторону выпуклости кривизны (рис. 4.2, г).

Железобетонные стойки опор выполняют монолитными или сборными сплошного сечения. Возможно применение пустотелых стоек. Верхние концы пустотелых стоек при шарнирном их сопряжении с пролетным строением заполняют монолитным бетоном. Иногда полости внутри стоек целиком заполняют монолитным бетоном (см. рис. 4.1, д). При жестком соединении с пролетным строением, ригелем или фундаментом из стойки выводят выпуски арматуры. Так как в стойках преобладают сжимающие напряжения, их продольная арматура обычно не имеет предварительного напряжения. Поперечную арматуру стоек (замкнутые хомуты), а в трубчатых и круглых сечениях (спирали) устанавливают в соответствии с конструктивными требованиями, предъявляемыми к сжатым железобетонным элементам. Столбчатые опоры, как и стоечные, могут быть пустотелыми (рис. 4.2, д) или сплошного сечения.

Располагая стойки различным образом в плане (рис. 4.3) вдоль пролета, можно создать различные статические схемы опирания пролетного строения: точечное, осевое прямолинейное или косое, шахматное и сдвоенное по двум близко расположенным осям. В случае приме-

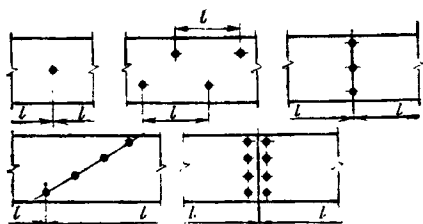


Рис. 4.3. Расположение стоечных опор в плане

заметный поперечный уклон для виража. На опоры в этом случае передаются поперечные горизонтальные усилия от центробежных сил, возникающие при проезде автомобилей. Для восприятия этих усилий столбам опор придают наклон, а возникающий при этом распор воспринимается железобетонной затяжкой, расположенной между фундаментами отдельных столбов (рис. 4.4, б). В местах сопряжения таких пролетных строений со столбами устраивают бетонные шарниры с предварительным обжатием арматурой.

Сплошные столбы изготавливают чаще всего из монолитного железобетона. Полые столбы могут быть монолитными и сборными. Сборные столбы большой высоты составляют из отдельных колец (блоков) с последующим заполнением внутренней полости монолитным бетоном.

Столбы опор эстакад армируют как напрягаемой арматурой, так и ненапрягаемой, особенно в опорах, интенсивно работающих на изгиб. Пучки высокопрочной арматуры располагают в каналах или внутренних полостях, а их натяжение производят после бетонирования. Нижние глухие анкеры располагают в фундаменте опоры. В рамных эстакадах пучки заводят из опоры в пролетное строение и анкеруют на верхней плите пролетного строения в надопорных диафрагмах. Армирование массивных столбов осуществляется вертикальными стержнями, расположенными вдоль их внешних граней. Поперечную арматуру круглых столбов выполняют из колец или спирали, а столбов иного типа — из стержней и хомутов, изогнутых вдоль граней поперечного сечения, устанавливаемых из конструктивных соображений.

нения широких столбов с наибольшим размером поперечного сечения до 5 — 6, м удастся обеспечивать опирание на них пролетных строений с полной шириной до 30 м (рис. 4.4, а). Такие опоры оказываются целесообразными для грибовидных пролетных строений эстакад.

В криволинейных эстакадах пролетные строения могут иметь

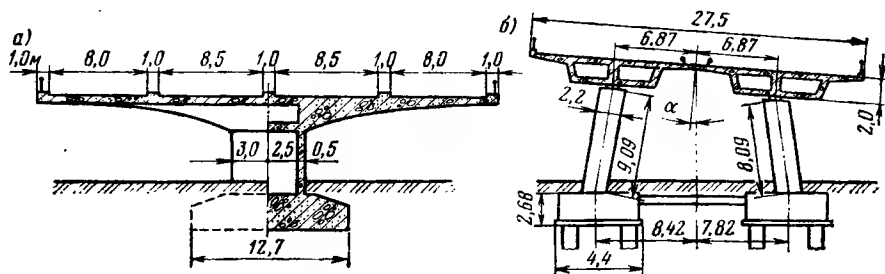


Рис. 4.4. Столбчатые опоры, широких железобетонных эстакад

Наиболее прогрессивны в настоящее время безростверковые опоры, у которых нет специального фундамента (см. рис. 4.1, д).

Фундаменты стоечных и столбчатых опор могут быть на естественном основании или выполнены с использованием свай или оболочек. Фундамент для опоры, состоящей из нескольких стоек или столбов, может устанавливаться отдельно под каждую стойку или столб (см. рис. 4.2, а) или быть единым (см. рис. 4.2, б). Если предусмотрен фундамент из сборного железобетона, то его целесообразно делать стаканного типа. В плане фундаменты, а также плиты ростверков имеют квадратную или прямоугольную форму.

4.2. КОНСТРУКЦИЯ ОПОР-СТЕНОК И РАМНЫХ ОПОР

К опорам-стенкам относятся такие, толщина которых s в 5 и более раз меньше их ширины b . В простейшем случае опора-стенка имеет постоянную толщину. По высоте опоры ширина ее может оставаться неизменной или уменьшаться к фундаменту (рис. 4.5, а).

Опору-стенку заделывают в фундамент, а на ее верхнюю грань опирают пролетное строение эстакады. В зависимости от соотношения толщины стенки к ее высоте такую опору считают гибкой или жесткой при изгибе вдоль оси моста. При высоте опор 4—5 м толщина стенки, равная 0,15—0,25 м, создает гибкую конструкцию, а более 0,4 м — жесткую. Жесткая стенка воспринимает горизонтальные усилия от временной нагрузки и изменений температуры пролетных строений. Гибкие стенки почти не воспринимают эти усилия или распределяют их между группой совместно работающих гибких стенок. На воздействие усилий, действующих в плоскости опоры-стенки, она работает как жесткая конструкция.

Опоры-стенки криволинейных эстакад часто имеют несимметричную форму (рис. 4.5, б).

Для увеличения изгибной жесткости опор-стенок из плоскости им придают двутавровое поперечное сечение (рис. 4.5, в). Над ребрами такой стенки обычно располагают опорные части пролетных строений.

В поперечном сечении широких пролетных строений могут быть предусмотрены несколько стенок, опирающихся на общий фундамент или отдельный для каждой из них.

Арматура стенок состоит из вертикальных рабочих стержней, расположенных по периметру сечения опоры, и конструктивных горизонтальных стержней. Внизу стержни рабочей арматуры заводят в фундамент, причем для устройства ложного железобетонного шарнира в тонких стенках их отгибают и перекрещивают. Консольные выступы опор армируют каркасами с верхними горизонтальными рабочими стержнями и отгибами. Каркас обычно проходит непрерывно на всю ширину стенки в верхней ее части.

Рамные железобетонные опоры эстакад в основном применяют для ребристых пролетных строений. Реже такие опоры используют для плитных и коробчатых пролетных строений.

Монолитные рамные опоры имеют вертикальные или наклонные стойки, заделанные в фундамент (рис. 4.5, г) или шарнирно с ним сое-

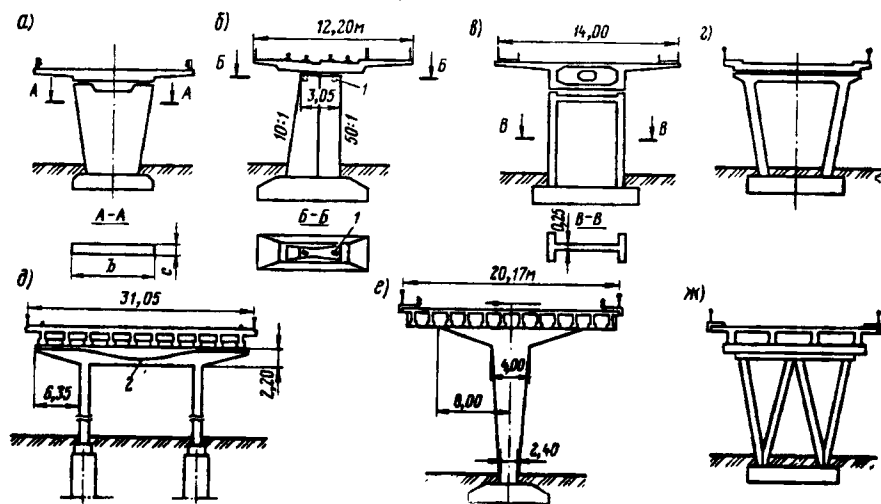


Рис. 4.5. Опоры в виде стенок и рам:

диненные. При ширине ригеля П-образной рамной опоры более 20--25 м и консольных свесах с вылетом до 5--6 м в ригеле предусматривают напрягаемую арматуру, анкеруемую по его торцам (рис. 4.4, д).

При ширине пролетных строений до 20 м возможно применение Т-образных рамных опор. При этом ригель такой опоры может быть выполнен и скрытым (рис. 4.5, е).

Находят применение рамные опоры, состоящие из систем наклонных стоек, связанных общим ригелем (рис. 4.5, ж). Такие опоры имеют сборную конструкцию.

Стойки рамных опор могут иметь постоянное сечение (см. рис. 4.5, г, д) или изменяющееся с их высотой (см. рис. 4.5, е).

Наиболее сложную конструкцию имеют рамные опоры в эстакадах транспортных пересечений. Такие рамы могут иметь неодинаковый наклон стоек и мощные большепролетные ригели. Устраивают в таких случаях и консольные рамные опоры с развитыми фундаментами. Весьма сложны по конструкции монолитные рамные опоры, возводимые при строительстве эстакад вдоль горных склонов. Специфические особенности таких опор состоят в том, что иногда их заанкеривают в грунте для предотвращения оползней.

Сборные или сборно-монолитные рамные опоры монтируют из отдельных стоек и ригелей. Фундаменты обычно делают монолитными, хотя возможно применение и стальных сборных фундаментов для эстакад с небольшими пролетами. Стойки могут иметь сплошное или пустотелое сечение различной формы: круглое, прямоугольное, многоугольное и др. Сборные ригели опор устанавливают на стойки и объединяют с ними сваркой или омоноличиванием выпусков арматуры, натяжением вертикальных арматурных элементов, установкой сдвоенных опорных частей на каждой стойке и т. д.

Ригели обычно имеют прямоугольное поперечное сечение, если опирание пролетных строений осуществляется на них сверху и перевернутое Т-образное сечение, если предусматривается пониженное опирание главных балок с образованием скрытого ригеля. С целью уменьшения массы блоков сборного ригеля его изготавливают пустотелой коробчатой конструкции с последующим заполнением при монтаже монолитным бетоном.

В тех случаях, когда в надпорном сечении производится объединение главных балок или блоков плит в неразрезную или рамную систему, конструкция ригеля опоры должна соответствовать способу объединения для включения ригеля в совместную работу с пролетным строением.

В криволинейных эстакадах с различными радиусами кривизны ригели рамных опор могут иметь различную толщину.

4.3. ОПОРНЫЕ ЧАСТИ

Опорные части служат для восприятия давлений, передаваемых от пролетных строений, и передачи их опорам. Они необходимы также для обеспечения свободных перемещений пролетных строений.

К опорным частям городских эстакад, имеющих в большинстве случаев сложное очертание в плане, предъявляются повышенные требования. Опорные части железобетонных и металлических эстакад должны обеспечивать значительные по размеру и разнообразные по направлениям перемещения. Опорные части городских эстакад должны иметь минимальную высоту, не увеличивающую общую высоту сооружения и не ухудшающую его внешний вид. По возможности опорные части не должны быть видны. Неправильная расстановка опорных частей под пролетные строения городских эстакад ведет к возникновению в их сечениях дополнительных напряжений, следствием которых являются различного рода повреждения в конструкциях сооружений.

Опорные части могут быть железобетонными, металлическими, резиновыми (резинометаллическими), а также основанными на применении полимерных материалов. На практике находят применение опорные части различных типов: тангенциальные, валковые, катковые, балансирующие, стаканообразные, сегментные и др. По характеру работы опорные части эстакад могут быть шарнирно-неподвижными и шарнирно-подвижными.

Применение того или иного типа опорной части зависит от передаваемых на нее усилий, а также от характера перемещений и деформаций пролетного строения. При расстановке опорных частей в железобетонных эстакадах, помимо перемещений пролетных строений от постоянных и временных подвижных нагрузок, следует учитывать возможность возникновения перемещений, связанных с усадкой и ползучестью бетона, температурным фактором и предварительным напряжением конструкции. В случае стоечных опор линейная подвижность опорных частей не является обязательной, так как стойки имеют возможность деформироваться в вертикальных плоскостях. Однако из-за возникаю-

щих перекосов пролетных строений требуется обеспечение поперечного вращения опорных частей.

Опорные части должны воспринимать в основном сжимающие усилия. Для восприятия растягивающих усилий предусматриваются достаточно сложные опорные части, через которые передача горизонтальных усилий весьма затруднительна.

Широко распространены плоские резиновые опорные части, которые позволяют воспринимать большие вертикальные усилия и дают возможность для перемещений пролетного строения в произвольном направлении. Резиновые опорные части способствуют также гашению динамических нагрузок и более равномерному распределению тормозных усилий между опорами. Шарнирно-подвижные опорные части для небольших перемещений (5—25 мм) и реакций (1000—1500 кН) выполняют резинометаллическими с плоскими стальными прокладками внутри резиновой массы (рис. 4.6, а). Для больших перемещений (100—150 мм) и реакций (2000—15 000 кН) применяют опорные части стального типа в виде резины в металлической обойме со скользящими листами на полимерных прокладках с малым коэффициентом трения скольжения, например из фторопласта (рис. 4.6, б). Коэффициент трения скольжения таких полимеров составляет 0,04—0,06 при давлении на лист от 10 до 100 МПа, а со специальной смазкой может уменьшиться до 0,002—0,0045. Шарнирно-подвижная круглая опорная часть может иметь возможность свободно перемещаться в любом направлении, если между скользящей частью и обоймой со всех сторон имеются зазоры (см. рис. 4.6, б, правая часть сечения $B-B$). Если в промежутке между этими частями установить направляющую прокладку, то перемещения опорной части будут возможны только в одном заданном направлении (см. рис. 4.6, б, левая часть сечения $B-B$). Шарнирно-подвижные опорные части устраивают с центральным металлическим штырем или без скользящей части (см. рис. 4.6, а, б). Иногда в качестве скользящей поверхности применяют гладкие оцинкованные металлические листы (рис. 4.6, в).

Если прочность резины или полимерного материала недостаточна для восприятия опорных реакций, а также в случае когда размеры опорной части излишне большие, применяют металлические опорные части.

Тангенциальные опорные части из стального литья (рис. 4.6, г) под неразрезные многопролетные конструкции вызывают появление значительных сил трения, препятствующих перемещениям пролетных строений. Для уменьшения сил трения по контактным поверхностям устанавливают полимерные прокладки, например, из политетрафторэтилена, имеющего малый коэффициент трения. Чтобы тангенциальная опорная часть по всей своей длине воспринимала передаваемые ей усилия, отношение ее ширины к длине B/L должно быть не менее $1/3$.

Весьма совершенной конструкцией является стальная катковая опорная часть. Она состоит из одного или нескольких катков, заключенных между стальными плитами (рис. 4.6, д). Применяя для катков высокопрочные стали, удается снизить их высоту, повысить эко-

номичность и коррозиестойчивость. На длине контакта катков с верхней и нижней плитами в нижних устраивают участки из высокопрочной стали (см. рис. 4.6, д). Весьма эффективными являются так называемые панцирные катковые опорные части из обычных сталей, но с высокопрочным поверхностным слоем толщиной не менее $1/20$ диаметра катка. Для защиты от коррозии таких опорных частей на открытых

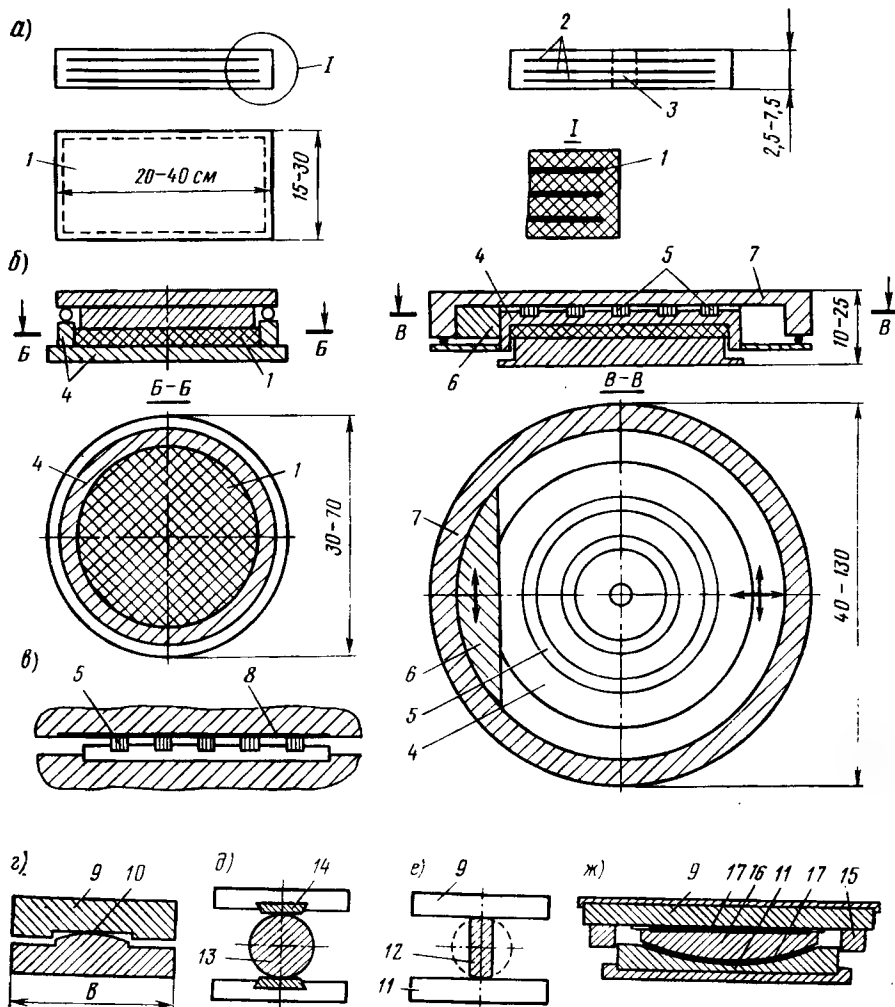


Рис. 4.6. Конструкция опорных частей городских эстакад:

1 — резины; 2 — стальная арматура; 3 — отверстие для штыря в шарнирно-неподвижной опорной части; 4 — металлическая обойма; 5 — прокладки из полимерного материала с малым коэффициентом трения скольжения; 6 — прокладка, направляющая перемещение опорной части; 7 — скользящая металлическая плита; 8 — металлический оцинкованный лист; 9 — верхняя плита; 10 — контактные поверхности; 11 — нижняя опорная плита; 12 — валок; 13 — каток; 14 — слой высокопрочной стали; 15 — выступ; 16 — шаровой сегмент; 17 — слой тефлона

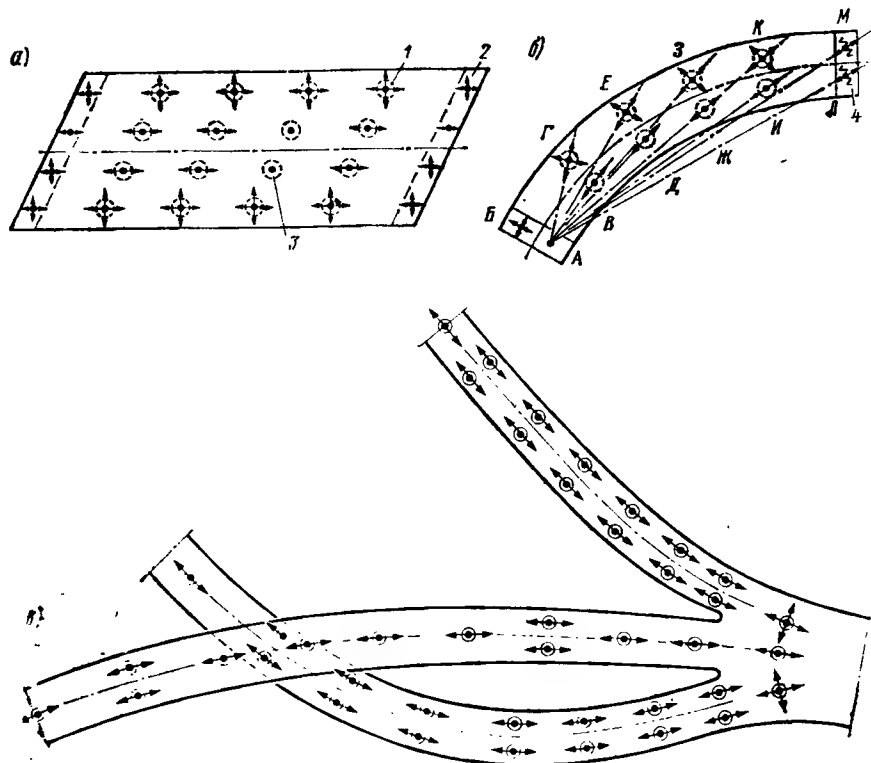


Рис. 4.7. Расположение опорных частей в плане:

1 — стоечная опора; 2 — устой; 3 — шарнирно-неподвижная опорная часть; 4 — опорная часть стаканного типа

поверхностям предусматривают слой хрома толщиной 0,06—0,08 мм, наносимый за несколько приемов. Катки для опорной части могут быть также выполнены из обрезков стальных труб, заполняемых самонапряженным бетоном. Подобные катковые опорные части применимы для плитных пролетных строений. По сравнению с цельнометаллической опорной частью достигается экономия по расходу стали до 25—30 %.

Валковые опорные части (рис. 4.6, е) сходны по конструкции с катковыми опорными частями. Недостаток валковых опорных частей состоит в возможности потерять устойчивость при перемещениях, превышающих допустимые. Равномерные напряжения смятия по длине катковой и валковой опорных частей достигаются при отношении их диаметра к длине касания $D/L \geq 1/1,5$. Перекос катковой или валковой опорной части на монтаже ведет к увеличению коэффициента трения в одном направлении и уменьшению в другом. Для криволинейных пролетных строений эстакад применимость таких опорных частей ограничена.

Опорные части с металлическим шаровым шарниром обеспечивают подвижность во всех направлениях. Однако предельно допустимая на-

грузка на них весьма мала, так как она передается опорной части практически в одной точке.

Опорные части скольжения с шаровым сегментом (рис. 4.6, ж) выполняют из стали. Линейные и угловые перемещения обеспечивают скольжением шарового сегмента по нижней опорной плите и одновременным смещением верхней плиты по верхней грани сегмента. В качестве слоев скольжения используется, например, тефлон. Неподвижная опорная часть отличается от подвижной наличием металлических выступов у верхней плиты. Опорные части с шаровым сегментом требуют тщательного изготовления. Поверхности скольжения должны быть хромированы и отполированы.

В узких неразрезных пролетных строениях эстакад опорные части могут обеспечивать только продольную подвижность. В этом случае достаточно применение тангенциальных или катковых опорных частей. В широких пролетных строениях опорные части должны обеспечивать также некоторую поперечную подвижность. В многопролетных косых эстакадах опорные части, располагаемые на удаленных от продольной оси опорах, должны быть подвижными в ортогональных направлениях, а на опорах, расположенных ближе к продольной оси, — подвижными лишь в продольном направлении. При этом на стоечных опорах возможна установка нескольких шарнирно-неподвижных опорных частей (рис. 4.7, а).

Наибольшую сложность вызывает расстановка опорных частей для криволинейных пролетных строений, испытывающих перемещения в различных направлениях. На практике применяют полюсно-лучевую и тангенциальную схемы расположения опорных частей. Наибольшие перемещения создают температурные воздействия. Эти перемещения происходят в направлении лучей, исходящих из точки расположения шарнирно-неподвижной опорной части *А* (рис. 4.7, б). Опорные части в точках *В*, *Д*, *Ж*, *И*, *Л* должны воспринимать горизонтальные силы в поперечном направлении, и поэтому при их расположении на стоечных опорах они могут быть подвижными только в направлении луча. Поперечные перемещения могут быть обеспечены деформациями опор. В точках *М* и *Л*, расположенных на устое, целесообразны опорные части стаканного типа, воспринимающие горизонтальные силы и позволяющие уменьшить реактивные усилия от предварительного напряжения, усадки, ползучести бетона за счет релаксации резины.

Наряду с отмеченным применяют тангенциальное расположение опорных частей, при котором направление их подвижности совпадает с касательной к оси, проходящей через точки опирания (рис. 4.7, в). Этот способ применим в основном для узких пролетных строений.

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПУТЕПРОВОДЫ И СЛОЖНЫЕ ТРАНСПОРТНЫЕ ПЕРЕСЕЧЕНИЯ

5.1. РАЗНОВИДНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПУТЕПРОВОДОВ

Железобетонные путепроводы сооружают на пересечении железных дорог, автомагистралей, городских улиц и пешеходных полос. Путепроводы, строящиеся в городах, часто имеют косое или криволинейное очертание в плане. Система путепровода во многом определяется характером местных условий.

Однопролетный путепровод, расположенный над второстепенной дорогой или улицей, может иметь ширину, превышающую его полную длину. В этом случае под путепроводом для водителей движущихся автомобилей создается так называемый «тоннельный эффект», способствующий возникновению отрицательных психологических воздействий. Уменьшение этого эффекта и одновременно повышение условий безопасности движения обеспечиваются при использовании трехпролетной схемы путепровода с промежуточными опорами, расположенными у концов конусов насыпи (рис. 5.1, а). При этом средний пролет определяется шириной пересекаемой дороги или улицы, а боковые пролеты — заложением откосов насыпей. Промежуточные опоры по возможности не должны входить в тело конуса насыпи. Если вдоль проезда предусмотрены тротуары или велодорожки, то их размещают в боковых пролетах, увеличивая их длину. Пролеты разрезных пролетных строений путепроводов обычно не превышают 40 м.

Значительно выше эксплуатационные показатели у температурно-неразрезных пролетных строений, применяемых при тех же пролетах, что и разрезные.

Однопролетные схемы путепроводов удачно реализуются при использовании рамной или арочной конструкции. Опоры однопролетных рамных путепроводов делают массивными, одновременно выполняющими функции подпорных стен (рис. 5.1, б). При невозможности передачи распора на грунты оснований внутри устоев предусматривают противовесы, выполненные в виде бетонного массива. Арочная система может быть оправдана для применения при весьма плотных грунтах основания (рис. 5.1, в). Путепроводами рамной и арочной систем перекрывают пролеты до 60 м.

В отдельных случаях находит применение двухпролетная рамная система. Использование в такой системе наклонных стоек позволяет улучшить видимость под путепроводом и повысить эстетические достоинства сооружения (рис. 5.1, г).

Для пересечений широких улиц и дорог часто применяют балочно-неразрезные пролетные строения с постоянной высотой. Промежуточные опоры в таких системах могут быть расположены на раздели-

тельной полосе (рис. 5.1, д). Такое решение вполне допустимо при пересечении путепроводом протяженного прямолинейного участка дороги или улицы. Расположенные на разделительной полосе криволинейного участка трассы даже тонкие стоечные опоры ухудшают обзорность и снижают безопасность движения под путепроводом.

Иногда с целью уменьшения строительной высоты неразрезных пролетных строений при пролетах до 50 м применяют V-образные опоры (рис. 5.1, е). Получающаяся при этом система по своей работе под нагрузками приближается к рамной.

При необходимости возведение путепровода над железнодорожными путями или улицей, по которым движение транспорта не может быть временно прекращено, применяют балочно-консольную (рис. 5.1, ж) или рамно-подвесную систему. Наибольшие перекрываемые пролеты при использовании таких систем не превышают обычно 50—55 м.

Весьма широкое распространение в путепроводах находит рамная система с наклонными стойками. Угол наклона стоек назначают равным $\alpha = 45 \div 70^\circ$. Применение рамной системы с наклонными стойками улучшает условия видимости для проезжающих под путепроводами автомобилей, повышает безопасность движения, а также улучшает внешний вид сооружения.

Трехпролетная схема с соотношением длин пролетов около 1/2 целесообразна при интенсивном пешеходном движении под путепроводом (рис. 5.2, а). Ригель путепровода шарнирно опирается по концам, а стойки могут быть заделаны в фундамент или сопрягаться с ним шарнирно. В зависимости от конструкции ригеля перекрываемый пролет, измеряемый между точками опирания стоек на фундамент, может составлять 30—50 м, а иногда и более.

Находит применение система, состоящая из однопролетной рамы с наклонными стойками, перекрывающая средний пролет, в боковых про-

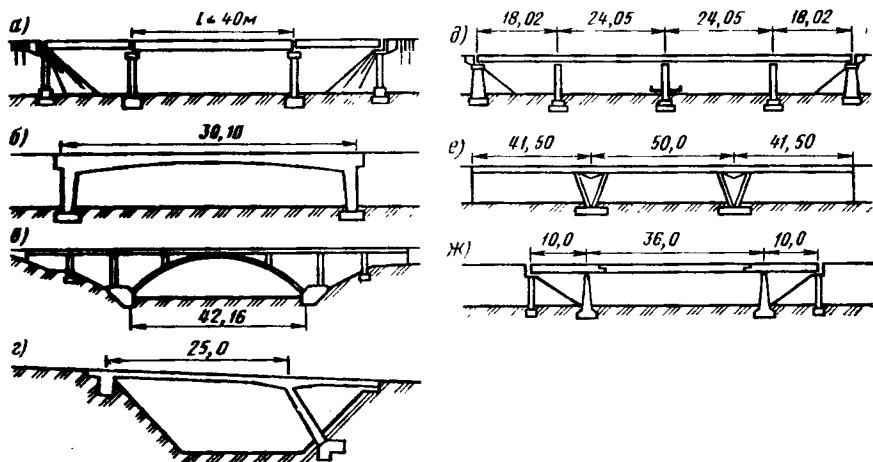


Рис. 5.1. Схемы железобетонных путепроводов балочной, арочной и рамной систем

летах которой устроены разрезные пролетные строения (рис. 5.2, б). Такая система оказывается менее чувствительной к осадкам опор.

На просадочных грунтах путепроводы целесообразно выполнять по рамно-консольной схеме с шарниром в середине пролета ригеля (рис. 5.2, в).

В последние годы достаточно часто в путепроводах применяют комбинированную систему, состоящую из трехпролетной неразрезной балки, опирающейся на наклонные опоры, и подкосов, соединяющих концы пролетного строения с фундаментом (рис. 5.2, г). Наклонные опоры выполняют в виде стенок или наклонных стоек, шарнирно сопрягающихся с пролетным строением. Нижние концы стоек и нижние грани опор-стенок заделываются в фундамент или опираются на него шарнирно. Подкосы обычно жестко сопрягаются как с пролетным строением, так и с фундаментом. В путепроводах такой системы отпадает необходимость в концевых опорах. В большинстве случаев подкосы размещают в конусе насыпи, и система приобретает вид рамной с наклонными стойками. Реже подкосы располагают на поверхности конуса насыпи. Возможно применение тонких вертикальных опор в сочетании с наклонными подкосами (рис. 5.2, д). Комбинированная система допускает регулирование усилий, благодаря чему длина боковых пролетов может составлять 1/10 среднего пролета длиной до 50 м.

Подкосы и опоры в комбинированной системе обычно сопрягаются с фундаментом в одной точке (см. рис. 5.2, г, д). В более редких слу-

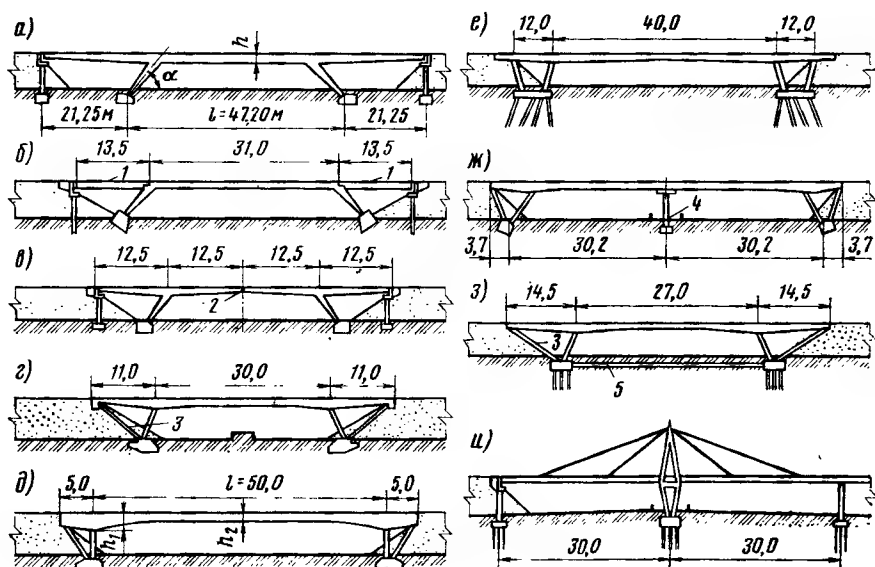


Рис. 5.2. Схемы железобетонных путепроводов рамной и комбинированной систем:

1 — разрезное пролетное строение; 2 — шарнир; 3 — подкос; 4 — разделительная полоса; 5 — затяжка

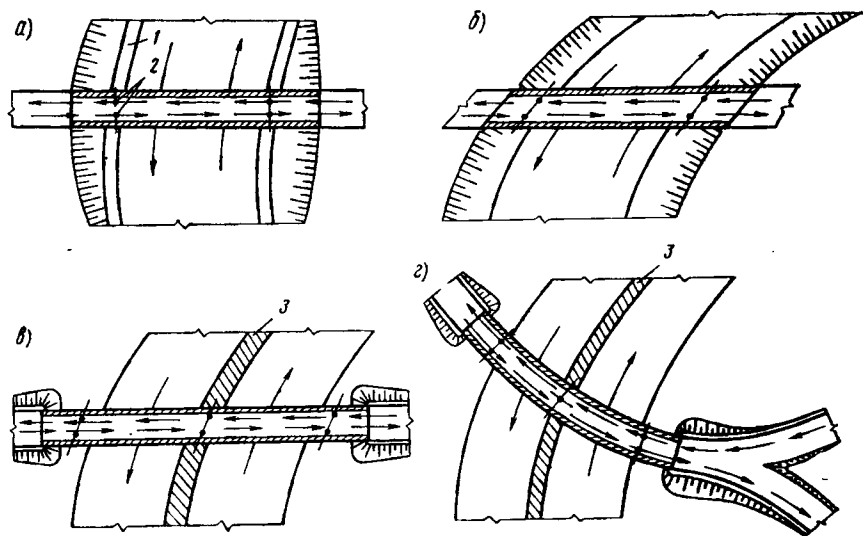


Рис. 5.3. Расположение путепроводов в плане:
1 — тротуар; 2 — стойки опор; 3 — разделительная полоса

чаях они подходят к фундаменту или плите ростверка на некотором расстоянии друг от друга (рис. 5.2, е).

При пролетах более 50 м для неразрезной балки в комбинированной системе предусматривают промежуточную опору, располагаемую на разделительной полосе (рис. 5.2, ж).

В тех случаях, когда в путепроводах рамной или комбинированной системы передача распора на грунт нежелательна, между плитами ростверков устраивают железобетонные затяжки с предварительным напряжением (рис. 5.2, з).

Редко путепроводы имеют вантовую схему (рис. 5.2, и). Такое решение может быть оправдано архитектурными соображениями или необходимостью перекрытия значительных пролетов.

Расположение путепроводов в плане зависит от ширины пересекаемой улицы или дороги, их угла пересечения, а также от направления трассы, на которой расположен путепровод. При небольшой ширине пересекаемой улицы путепровод выполняют в плане прямым, если трасса, на которой он расположен, прямолинейна и пересечение происходит под углом, близким к 90° . Оси опор путепровода в этом случае располагают нормально к его продольной оси (рис. 5.3, а).

Если трассы пересекаются под углом, существенно отличающимся от прямого, путепровод может косо располагаться в плане. При этом оси опор путепровода могут совпадать с направлением пересекаемой улицы (рис. 5.3, б). Длина путепровода получается в этом случае наименьшей, однако его конструкция оказывается достаточно сложной.

В случае пересечения широкой улицы или дороги оси промежуточных опор могут быть расположены косо, а оси конечных опор — нор-

мально по отношению к продольной оси путепровода (рис. 5.3, в). При пересечении криволинейных трасс путепроводы могут быть также криволинейными в плане (рис. 5.3, г). Направление осей промежуточных опор и устоев выбирают в зависимости от местных условий. Оси опор могут располагаться радиально или с некоторой косиной.

Во всех случаях назначение плана расположения опор стремятся к наибольшей типизации конструкции пролетных строений, опор и устоев.

Путепроводы, пропускающие автомобильное движение над железнодорожными путями, имеют высоту, определяемую габаритом приближения строений для железнодорожного подвижного состава (6—8 м). Полная высота путепроводов при пересечении улиц или дорог на поверхности земли определяется габаритом движения на дороге (не менее 5 м). Полная высота путепровода над выемкой зависит от глубины этой выемки.

5.2. КОНСТРУКЦИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПУТЕПРОВОДОВ

По конструкции железобетонные путепроводы близки к конструкции эстакад. В связи с этим рассмотрим подробнее только те конструкции, которые характерны в основном для путепроводов.

Железобетонные пролетные строения путепроводов, применяемые на практике, по конструкции могут быть плитными, ребристыми или коробчатыми.

Плитная конструкция в балочных и рамных системах применяется для перекрытия пролетов до 24 м. Плитное балочное пролетное строение или ригель рамного путепровода могут иметь сплошное поперечное сечение постоянной толщины. Обычно плитные конструкции сплошного сечения возводят из монолитного железобетона, предусматривая предварительное обжатие как вдоль, так и поперек. Значительно шире на практике в настоящее время находят применение плитные несущие конструкции, имеющие продольные усиления в виде ребер (рис. 5.4, а) или пустоты (рис. 5.4, б). Такие конструктивные решения более экономичны по расходу материала. При этом плитную конструкцию с продольными ребрами выполняют, как правило, в сборно-монолитном варианте (сборные ребра и монолитная плита), а пустотелые плитные пролетные строения могут быть как монолитными, так и сборными из отдельных блоков.

Высота плитных пролетных строений в путепроводах балочных систем составляет $(1/25 \div 1/35) l$, а в путепроводах рамной и комбинированной системы в виде неразрезной балки с подкосами $(1/35 \div 1/50) l$. При пролетах $l > 35$ м применяют плитные конструкции с переменной высотой.

В путепроводах плитной конструкции опоры выполняют в виде отдельных стоек или стенок (см. рис. 5.4, а, б). Стойки, шарнирно сопрягающиеся с пролетным строением и фундаментом, имеют постоянную толщину. В поперечном сечении ширина опор может быть переменной, так как уширенная стойка или стенка обеспечивает повышенную жесткость пролетного строения в поперечном направлении (см.

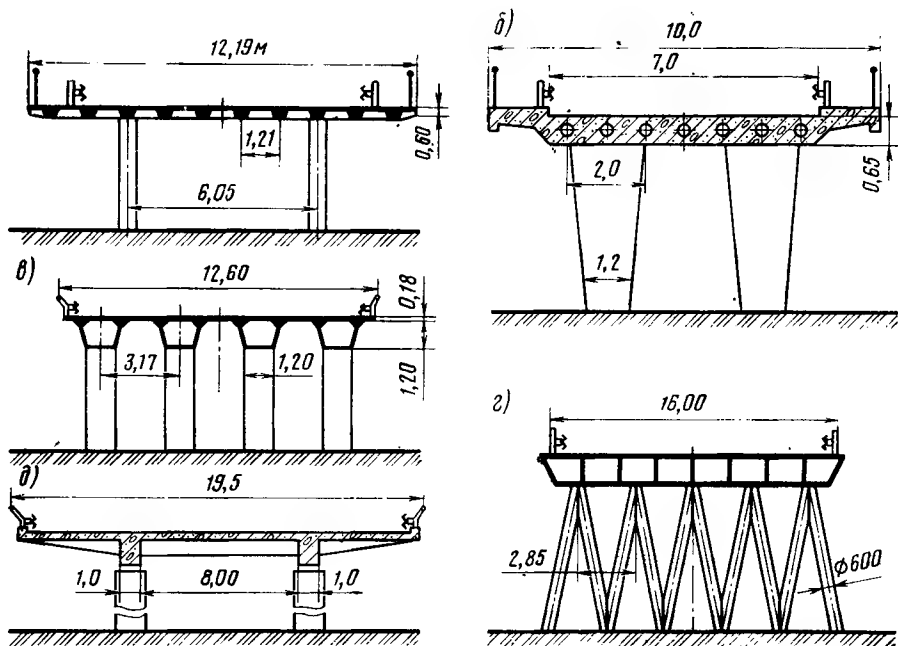


Рис. 5.4. Поперечные сечения железобетонных путепроводов

рис. 5,4, б). При заделке стоек рамных путепроводов в ригель их выполняют с переменной толщиной.

Сборные плитные элементы в поперечном направлении объединяют между собой сваркой выпусков арматуры или обжатием напрягаемой арматуры, расположенной в закрытых каналах. В продольном направлении блоки плит объединяют со стойками опор в единую раму монолитным бетоном и сваркой арматурных выпусков или напрягаемой арматурой.

В путепроводах комбинированной системы (см. рис. 5.2, ж) средние участки пролетов более 40 м иногда перекрывают пустотелой плитой постоянной высоты (см. рис. 5.4, б). В приопорных участках несущая конструкция имеет переменную высоту и многоконтурное коробчатое сечение (рис. 5.4, в), но по своей работе под нагрузками аналогична плитной конструкции.

Путепроводы ребристой конструкции применяют при необходимости перекрытия пролетов 20—40 м. В поперечном сечении пролетного строения может быть предусмотрено несколько ребер толщиной 0,15—0,2 м, расположенных с шагом 1,1—2,5 м, или только два мощных ребра толщиной 0,7—1,5 м, отстоящих одно от другого на расстоянии 4,5—9 м. В последнем случае обеспечивается ширина пролетного строения поверху до 20 м (рис. 5.4, в).

При пролетах более 40 м сооружают путепроводы коробчатой конструкции. При ширине пролетного строения до 10 м в путепроводах

балочной и рамной систем обычно предусматривают одноконтурную коробчатую балку с утолщенными стенками. При большей ширине применяют полуоткрытые (рис. 5.4, в) или многоконтурные сечения (см. рис. 5.4, г). Для полуоткрытых сечений стойки опор и подкосы располагают под каждой коробчатой балкой (см. рис. 5.4, в).

Для придания поперечной жесткости ребристым пролетным строениям между стенками устраивают сплошные диафрагмы (рис. 5.5, а) или поперечные балки (см. рис. 5.4, д), распространяемые на консольные части плит проезжей части. В опорных сечениях рамных путепроводов предусматривают вертикальные или наклонные диафрагмы (см. рис. 5.5, а). Кроме того, диафрагмы устанавливают и по длине ригеля. Стойки опор располагают под каждым ребром пролетного строения или они упираются в поперечные диафрагмы и тогда их число может быть меньше, чем число ребер (сечение А — А на рис. 5.5, а).

При жестком сопряжении стоек с ригелем он может иметь коробчатое поперечное сечение, что обеспечивает надежную работу стоек на изгиб в двух плоскостях и на закручивание.

В путепроводах рамной системы (см. рис. 5.2, а, б, в) наклонные ноги выполняют обычно в виде стенок с постоянной шириной, равной ширине коробчатой балки или уменьшающейся книзу. В путепроводах комбинированной системы (см. рис. 5.2, г) шарнирные стойки при

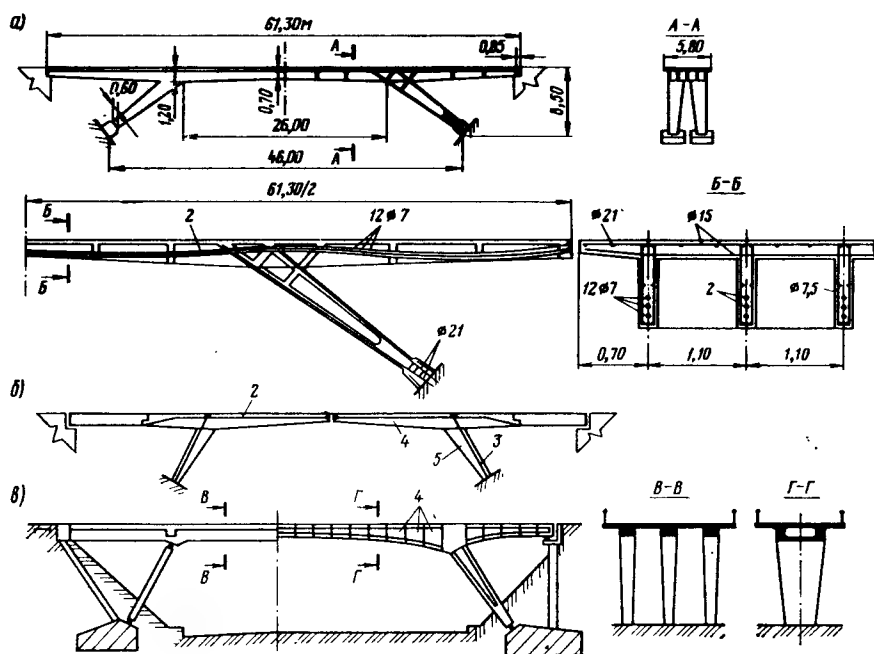


Рис. 5.5. Конструкции железобетонных путепроводов рамной и комбинированной систем:

1 — наклонные диафрагмы; 2 — пучки напрягаемой арматуры в ригеле; 3 — напрягаемая арматура в стойке; 4 — блоки ригеля; 5 — блок опоры

многоконтурном сечении пролетного строения выполняются в виде отдельных столбов. Иногда из архитектурных соображений и условий обеспечения повышенной поперечной жесткости сооружения стойки объединяются в решетку (см. рис. 5.4, *г*).

Относительная высота h коробчатой несущей конструкции в рамных и рассмотренных комбинированных системах при постоянном сечении составляет $(1/25—1/30) l$ (см. рис. 5.2, *а*). При переменном сечении ригеля $h_1 = (1,3 \div 2,0) h_2$, а высота сечения в середине центрального пролета $h_2 = (1/40 — 1/60) l$ (см. рис. 5.2, *д*).

Монолитные рамные путепроводы с наклонными стойками, перекрывающие глубокие выемки и не ограниченные в строительной высоте пролетных строений, могут быть выполнены в виде рам-дисков. Ригели и стойки таких рам возводят как единый плоскостной элемент-диск с постоянной толщиной 0,3—0,6 м. В поперечном сечении располагают два или более таких диска, монолитно соединенных с плитой проезжей части. Расстояния между осями дисков принимают равными 3—5 м, чтобы не устраивать под плитой проезжей части дополнительных продольных балок. Между дисками предусматривают поперечные диафрагмы.

Путепроводы с наклонными стойками целесообразно возводить из сборных блоков, объединяя их на монтаже напрягаемой арматурой. В рамно-консольной системе ребристой конструкции такими блоками могут быть отдельные стойки и элементы ригеля на половину его длины (рис. 5.5, *б*). В рамных путепроводах ригель может монтироваться на сплошных подмостях из отдельных коробчатых блоков длиной 2—3 м. Надопорные участки в этом случае бетонируют на месте (рис. 5.5, *в*). Возможно собирать рамную конструкцию и методом навесной сборки.

Плитные путепроводы из монолитного железобетона при пролетах до 15—20 м могут быть выполнены без предварительно напряженной арматуры. В рамных путепроводах с напрягаемой арматурой ее пропускают по всей длине ригеля, предусматривая анкеры по его торцам или обрывая ее в сжатой зоне. По ширине сечений пучки располагают равномерно. Над наклонными стойками и в середине пролетов может потребоваться постановка некоторого количества поперечных пучков напрягаемой арматуры. Наклонные стойки плитных путепроводов обычно не имеют предварительного обжатия. Заделка стойки в плитный ригель осуществляется с помощью арматурных выпусков. Шарнирные стойки имеют по концам шарнирно-неподвижные металлические или резиновые опорные части. В путепроводах комбинированной системы подкосы содержат напрягаемую арматуру, глухие анкеры которой располагают в фундаменте стоек, а натяжные анкеры — по верхним концам подкосов.

Сборные плитные путепроводы состоят из блоков, армированных отдельными струнами или прядями.

Напрягаемую пучковую арматуру в рамных путепроводах размещают в ребрах ригеля в соответствии с эпюрой изгибающих моментов (см. рис. 5.5, *а*). Армирование диафрагм осуществляется в зависимости от способа сопряжения со стойками ног. Если стойки упираются в диафрагмы, то в них следует предусматривать достаточно мощную

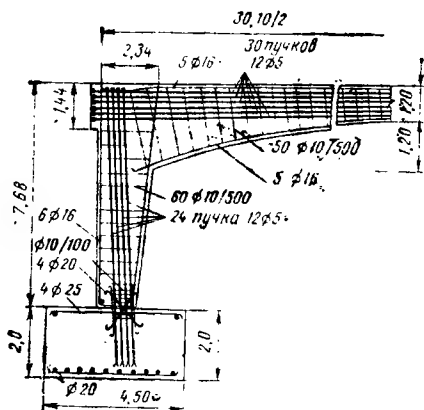


Рис. 5.6. Схема армирования одно-
пролетного рамного путепровода

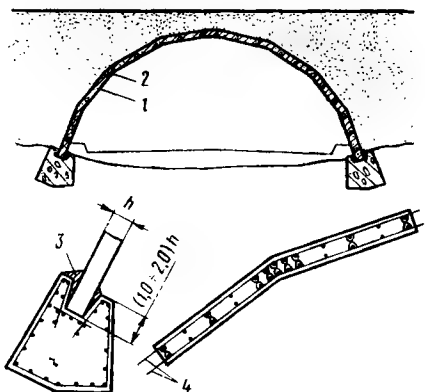


Рис. 5.7. Конструкция арочного путе-
провода с засыпкой:

1 — складчатый блок; 2 — монолитный
стык; 3 — цементный раствор; 4 — выпуски
арматуры

наклонную арматуру для восприятия главных растягивающих напряжений.

Арматуру коробчатых пролетных строений располагают в ребрах, верхней и нижней плитах с учетом метода возведения конструкции. При навесной сборке сооружения большую часть пучков напрягаемой арматуры располагают по верхней плите и стенкам. В середине центрального пролета ставят пучки в нижней плите, отгибая их затем в стенки и осуществляя натяжение с проезжей части из-за затруднений их натяжения изнутри при малой высоте коробчатого ригеля. Стойки таких пролетных строений также могут иметь коробчатое сечение с продольной напряженной арматурой, проходящей в их стенках, а затем через диафрагмы коробчатого ригеля на верх плиты проезжей части. Возможно устройство наклонных стоек и с ненапрягаемой арматурой, но в этом случае для их объединения с ригелем необходимо предусматривать монолитный стык с большим объемом бетона, укладываемого во время строительства. При организации заделки ног коробчатого сечения в фундамент под их нижними концами устраивают местное уширение из монолитного бетона, заармированное стержнями, выпущенными из ног и входящими в фундамент. При этом суженные нижние концы стоек имеют сплошное сечение (см. рис. 5.5, а).

Однопролетные рамные путепроводы армируют пучками высокопрочной проволоки, расположенными в несколько рядов по ригелю с анкерровкой по его концам. Ноги рам, воспринимающие значительные изгибающие моменты, также содержат напрягаемую арматуру, проходящую по всей их высоте. При этом для обеспечения жесткого сопряжения ног с фундаментом в нем размещают глухие анкера, а натяжение арматуры производят с верхней грани ригеля (рис. 5.6). В месте сопряжения ног путепровода с фундаментом устанавливают пересекающиеся стержни и дополнительную поперечную арматуру.

Устой в рамных путепроводах воспринимают не только сжимающие, но и растягивающие усилия, возникающие при загрузке временной нагрузкой средних пролетов. Для этого через опорные части на устоях пропускают анкерные тязи. При этом фундаменты должны быть надежно заанкерены в грунте основания или их общий вес с телом устоя не должен быть меньше открывающего усилия.

Арочные путепроводы целесообразно сооружать из сборных полуарок прямоугольного сечения. Надарочное строение может состоять из стоек, на которые опирается ребристая конструкция проезжей части. Для устройства путепроводов с пролетами 15—20 м наиболее экономична конструкция арочных путепроводов с грунтовой засыпкой (рис. 5.7). Особенностью таких путепроводов является применение грунтовой засыпки со свободными откосами вместо надарочного строения. Своды путепроводов образуют из полуарок, складчатых элементов или плит. По статической схеме арочные путепроводы с засыпкой выполняют бесшарнирными. Элементы объединяются между собой сваркой выпусков арматуры с последующим омоноличиванием стыков бетоном. Арки заделывают в фундамент сборной или монолитной конструкции. При пролете свода 15 м толщина арок составляет 0,25 м. В сравнении с балочными путепроводами достигается экономия материалов на 50 %, сокращение сроков строительства на 40 % и снижение стоимости на 15—30 %.

5.3. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ МНОГОЯРУСНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТРАНСПОРТНЫХ ПЕРЕСЕЧЕНИЙ

Транспортные сооружения, обеспечивающие пропуск движения в нескольких уровнях, возводятся на пересечении многополосных улиц и скоростных автомагистралей. Тип сооружения определяется целью создания многоярусного пересечения и местными планировочными условиями. В общем случае многоярусные транспортные пересечения можно разделить на следующие сооружения: 1) для одновременного пропуска движения сразу в нескольких уровнях на ограниченной длине и в одном направлении на значительно большей длине; 2) для обеспечения пересечения потоков движения разных направлений на участке ограниченной протяженности.

Многоярусные эстакадные сооружения первого типа предназначены для пропуска только транспортного движения над городской застройкой; транспортного и пешеходного движений. Эти сооружения возводят над улицами или автомагистралями при отсутствии возможностей для их уширения. Для подъема и спуска потоков движения по концам эстакад устраивают разветвленные пандусы. При большой длине многоярусных эстакад предусматривают промежуточные выезды и съезды.

Многоярусные сооружения второго типа возводят на пересечениях нескольких городских улиц с интенсивным движением, на больших площадях, а также на пересечении двух или нескольких автомагистралей с организацией движения без перекрестков и светофоров. Эти пересечения разнообразны по своей планировке. Их можно класси-

фицировать по следующим признакам: 1) числу пересекающихся транспортных магистралей; 2) характеру движения транспорта (сквозные и примыкающие транспортные магистрали); 3) планировке пересечения (клеверные, кольцевые, ромбовидные).

Число транспортных магистралей, пересекающихся в одном месте, обычно не превышает трех-четырёх.

При организации движения двух пересекающихся улиц или дорог по типу клеверного листа подключение еще одной сквозной магистрали требует устройства дополнительного уровня движения и добавления клеверных левых и правых разворотов (рис. 5.8, а). Узел такого типа занимает значительную по площади территорию. Добавление двух магистралей к кольцевому пересечению образует систему с пятью уровнями движения и внешней (клеверной), а также внутренней (кольцевой) системами разворотов. И вообще, любое подключение новой магистрали к существующему транспортному пересечению возможно при сквозном пропуске движения по новому уровню и организации клеверных разворотов.

Если транспортное пересечение двух трасс имеет кольцевую форму, то третью магистраль при меньшей интенсивности движения по ней подводят к кольцу второго уровня. При значительной интенсивности движения на третьей магистрали, требующей заметного уширения кольца, сквозное движение пропускают по новому уровню, а на кольцо оставляют только потоки, идущие на развороты (рис. 5.8, б).

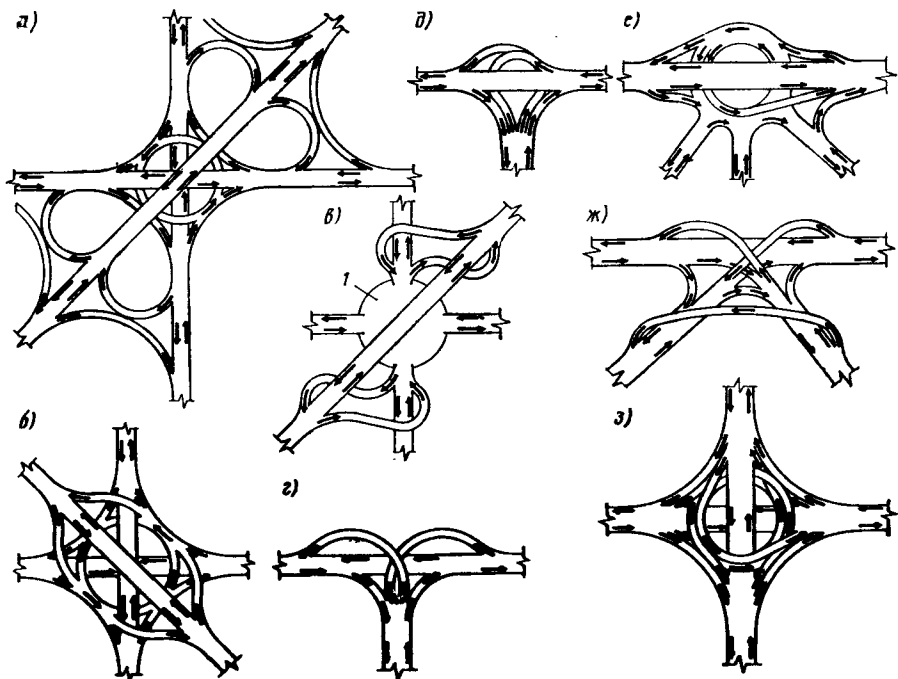


Рис. 5.8. Схемы планировки сложных транспортных пересечений:

1 — территория транспортного пересечения

Если разработана планировка транспортного пересечения определенного числа магистралей, то добавить к нему потоки еще одной магистрали можно переводом их на одну из дорог транспортного пересечения. С построенных для этого эстакад вблизи границы транспортного пересечения все движение или только потоки, идущие на развороты, переводят на выбранную дорогу, а основное сквозное движение обеспечивается новым уровнем (рис. 5.8, в).

Проезжую часть эстакады пересечений для уровня с дополнительными потоками движения от перевода их с подключенной магистрали следует уширять, чтобы обеспечивать пропуск потоков суммарной интенсивности.

Возможна организация движения с эстакадами в трех уровнях, когда сквозная магистраль проходит в первом (рис. 5.8, г) или в третьем уровне (рис. 5.8, д).

Если к сквозной магистрали примыкают две дороги или улицы, то сквозное движение пропускают во втором уровне, устраивая на первом уровне кольца (рис. 5.8, е), или организуют транспортное пересечение в трех уровнях, оставляя сквозную магистраль в первом уровне (рис. 5.8, ж).

Система криволинейных многоярусных эстакад применяется при организации движения на пересечении двух широких улиц или автомагистралей (рис. 5.8, з).

Рассмотренные схемы планировки многоярусных транспортных пересечений требуют сооружения криволинейных эстакад с малыми радиусами кривизны, большим числом разветвлений пролетных строений и опор, поддерживающих несколько ярусов пересечения. Пролетные строения многоярусных пересечений проектируют так же, как рассмотренные ранее эстакады.

Специфическими в таких пересечениях являются места разветвления или ответвления пролетных строений и опоры.

5.4. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКЦИИ МНОГОЯРУСНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТРАНСПОРТНЫХ ПЕРЕСЕЧЕНИЙ

Эстакады, входящие в состав многоярусных транспортных пересечений, располагаются над улицами, автомагистралями и железными дорогами (рис. 5.9, а). Опоры таких эстакад могут быть выполнены в виде одного или двух железобетонных столбов, установленных на раздельной полосе или между железнодорожными путями. При ширине эстакад более 20 м опоры имеют часто массивную конструкцию с облегченной верхней частью (рис. 5.9, б). Съезды, устраиваемые с верхних ярусов пересечения, опираются на самостоятельные опоры, как правило, одностолбчатой конструкции.

При значительной интенсивности движения, выносимого в два яруса, опоры эстакад выполняют в виде двухстоечных рам. В отдельных случаях раму нижнего яруса такой опоры изготавливают из железобетона, а раму верхнего яруса под пролетные строения с большим габаритом проезда — из стали (рис. 5.10, а).

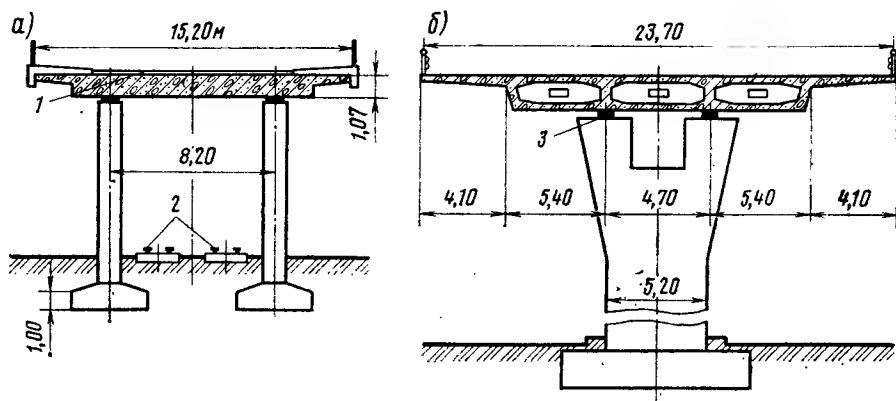


Рис. 5.9. Поперечные разрезы эстакад транспортных пересечений со столбчатыми опорами:

1 — покрытие проезжей части; 2 — железнодорожные пути; 3 — опорная часть

Для эстакад, используемых как пирсы и обеспечивающих подъезд автомобилей непосредственно к морским судам, целесообразно применять одностоечные рамные опоры с несимметрично расположенным ригелем (рис. 5.10, б). Опоры такого типа могут иметь еще сверху рамную надстройку для верхнего яруса движения транспорта.

На магистралях с интенсивным движением транспорта и пешеходов над поверхностью земли выносят в верхний ярус автомобильное движение, а в средний — пешеходное, устраивая для обоих ярусов общие опоры в виде высоких столбов (рис. 5.10, в).

Общие опоры под протяженные многоярусные эстакады могут быть выполнены в виде мощного железобетонного столба, поддерживающего верхнее пролетное строение, с консолями для опирания пролетных строений нижнего яруса. Такие опоры материалоемки, и поэтому их целесообразно применять под эстакады с большими пролетами, перекрываемыми коробчатыми несущими конструкциями (рис. 5.10, ж). Замкнутые рамные опоры с двумя ригелями используют чаще всего для плитных и реже для ребристых пролетных строений эстакад транспортных пересечений (рис. 5.10, з). Находят применение и опоры в виде столба с замкнутой рамой в верхней части. Ригели этой рамы служат для опирания пролетных строений двух ярусов (рис. 5.10, д).

Если пролетное строение обладает достаточной жесткостью в поперечном направлении, то возводят безригельные опоры, в которых роль ригелей рамы выполняют пролетные строения. Такая конструкция несколько утяжеляет пролетные строения, но позволяет сделать более легкими стойки опоры, улучшая внешний вид сооружения (рис. 5.10, е).

Рассмотренные виды опор армируют ненапрягаемой и предварительно напряженной арматурой. Опору, на которую опирается несколько эстакад, армируют напрягаемыми пучками в вертикальном и горизонтальном направлениях. Пучки, идущие вдоль тела опоры, имеют глухие анкеры в фундаменте. Натяжение этих пучков производят

с верха опоры. Арматурные элементы, расположенные в консолях опоры, имеют криволинейное очертание и заанкериваются на их боковых и нижних гранях (рис. 5.11).

Опоры тех или иных видов в многоярусных транспортных пересечениях применяют в зависимости от пролетов пересекаемых эстакад. Так, например, при пересечении эстакад четырех уровней движения возможно обеспечить их опирание на отдельные опоры, если длины центральных пролетов l и l_1 таких эстакад это позволяют (рис. 5.12, а). При меньших длинах этих пролетов для эстакад второго, третьего и четвертого уровней можно обеспечить опирание на общие стоечные

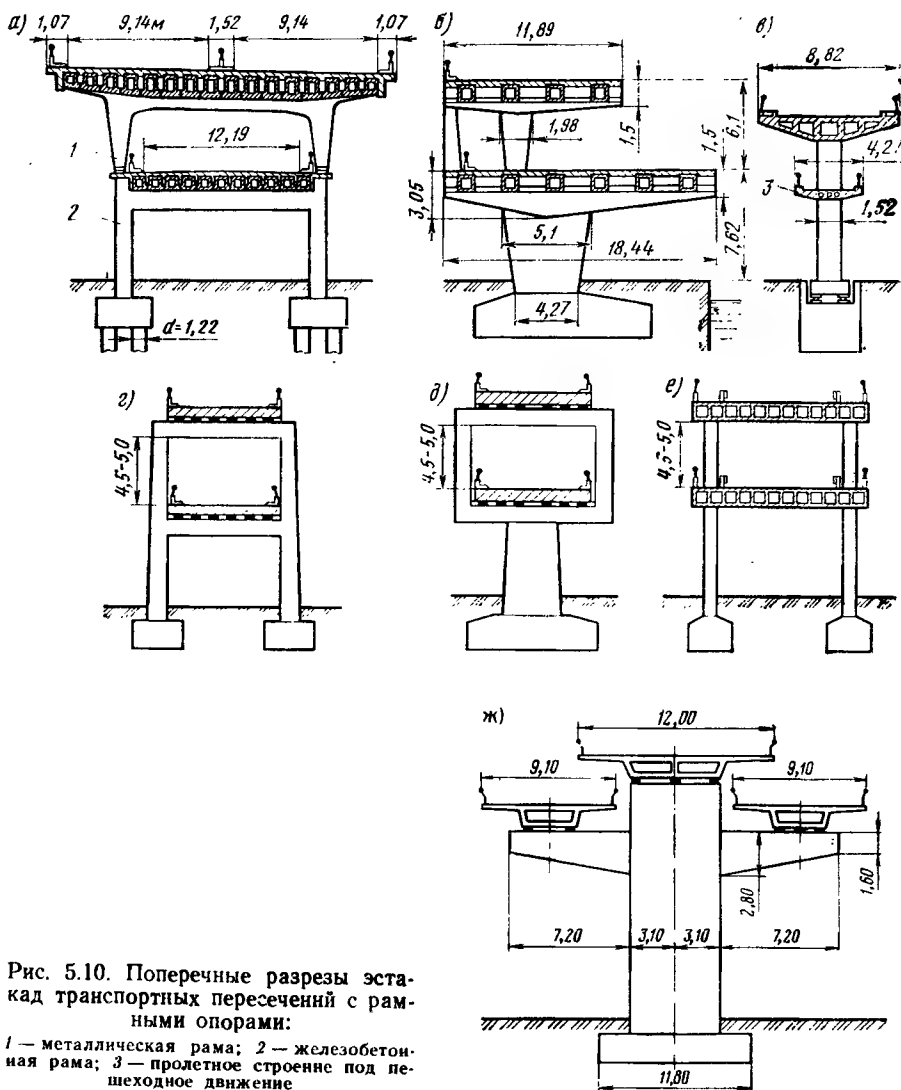


Рис. 5.10. Поперечные разрезы эстакад транспортных пересечений с рамными опорами:

1 — металлическая рама; 2 — железобетонная рама; 3 — пролетное строение под пешеходное движение

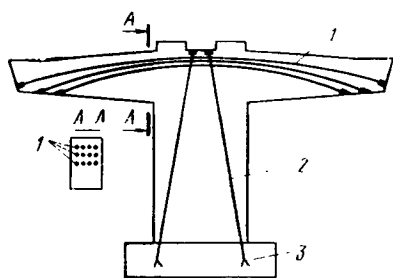


Рис. 5.11. Армирование опоры напрягаемой арматурой:

1 — криволинейные пучки для консольных выступов опоры; 2 — прямые пучки тела опоры; 3 — глухой анкер

лом 45° к оси проезда четвертого уровня, опираются эстакады второго и третьего уровней (рис. 5.12, в).

При раздельных пролетных строениях второго и третьего уровней возможно применение двух рамных опор, каждая из которых имеет три ригеля (рис. 5.12, г). Пролетные строения второго и третьего уровней при этом опираются на опору косо. Длины пролетов l и l_1 в рассмотренном варианте небольшие. Центральная часть транспортного пересечения может опираться на две мощные одностолбчатые опоры, поддерживающие верхний уровень проезда и имеющие консольные выступы, на которые опираются эстакады второго и третьего уровней движения (рис. 5.12, д). Поскольку консольные выступы расположены только по одну сторону от столбчатой опоры, то на нее будут передаваться значительные опрокидывающие моменты. Для их восприятия целесообразно обеспечить жесткое соединение опор и пролетных строений четвертого уровня.

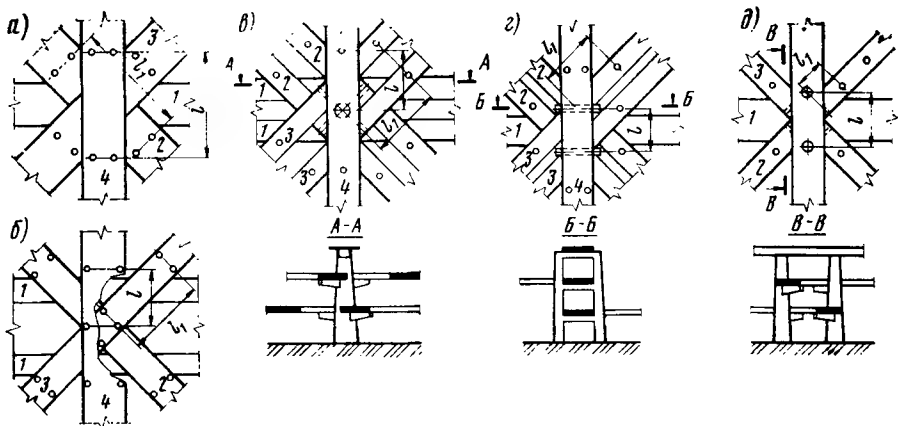


Рис. 5.12. Схемы расположения опор в многоярусных транспортных пересечениях:

1—4 — уровни движения

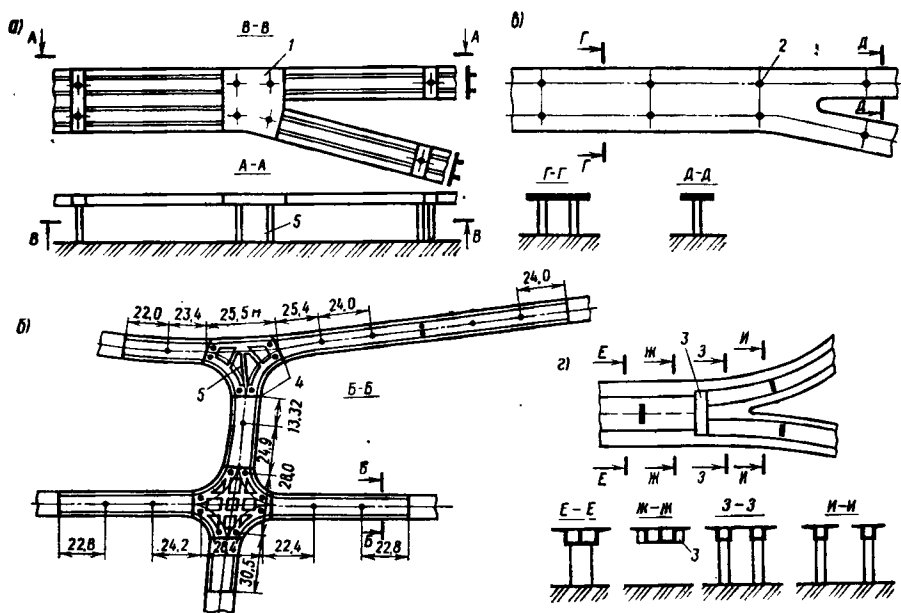


Рис. 5.13. Конструкция разветвлений пролетных строений железобетонных эстакад:

1 — массивная часть разветвления; 2 — опора эстакады; 3 — массивная диафрагма; 4 — деформационный шов; 5 — балочный ростверк разветвления

В современных железобетонных транспортных пересечениях эстакады имеют разветвления и ответвления пролетных строений. Разветвлением можно считать такое разделение пролетного строения, при котором ширина проезжей части до разветвления остается примерно равной сумме ширины проезжей части после разветвления. Ответвлением можно считать такое разделение пролетного строения, при котором ширина основного проезда до ответвления и после сохраняется, а само ответвление обеспечивает пропуск движения с меньшей интенсивностью по сравнению с основным сквозным потоком.

Разветвление можно обеспечить, устроив в эстакаде массивный монолитный участок необходимой формы. Такая конструкция наиболее целесообразна для ребристых пролетных строений (рис. 5.13, а).

Места разветвлений или пересечений пролетных строений эстакад могут быть выполнены в виде монолитных балочных ростверков с опиранием их на столбы или тонкие стойки. Такие балочные ростверки содержат прямолинейные и криволинейные ребра. Подходящие к разветвлению пролетные строения обычно шарнирно опираются на контурные ребра разветвлений с устройством в месте примыкания деформационных швов (рис. 5.13, б).

Наиболее просто осуществляется разветвление или ответвление плитных пролетных строений, для которых требуется лишь предусмотреть закругление граней несущей конструкции в месте ее разделе-

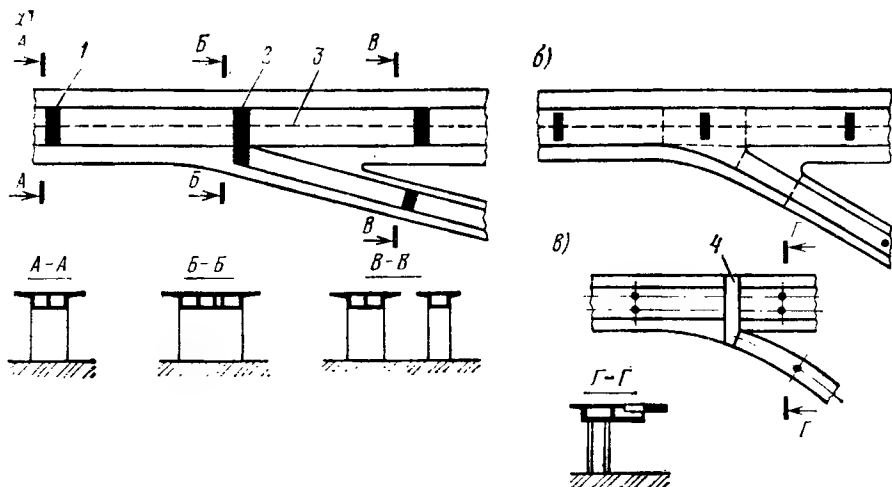


Рис. 5.14. Конструкция ответвлений пролетных строений железобетонных эстакад:

1 — опора эстакады; 2 — опора для ответвления; 3 — внутренняя стенка пролетного строения; 4 — массивная диафрагма

ния (рис. 5.13, в). Разветвление по плите проезжей части возможно и для ребристых и коробчатых пролетных строений.

В некоторых случаях в месте разветвления пролетных строений устраивают мощную поперечную диафрагму, и тогда форма сечения несущей конструкции разветвления до и после может быть разной. Например, возможен переход от двухконтурного коробчатого сечения к одноконтурному для отдельных пролетных строений (рис. 5.13, г).

Ответвление от пролетного строения можно начинать на широкой опоре. При этом на приопорном участке постепенно увеличивают свесы плиты проезжей части, а за широкой опорой после ответвления уширенную плиту поддерживает коробчатая или ребристая конструкция (рис. 5.14, а). Возможно начинать ответвление от консольного выступа в основном пролетном строении, на который балки ответвляемого пролетного строения опираются шарнирно с устройством деформационного шва. Соединение консольного выступа с основным пролетным строением обеспечивается системой поперечных диафрагм (рис. 5.14, б).

На практике встречается решение, при котором ответвление начинается от мощной поперечной диафрагмы с консольными свесами. Конструкция пролетного строения до ответвления и после может быть в этом случае разной (рис. 5.14, в).

Армирование мест разветвлений и ответвлений оказывается достаточно интенсивным из-за сложности их напряженного состояния, определяемого численными методами или на моделях.

РАСЧЕТ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭСТАКАД И ПУТЕПРОВОДОВ

6.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Расчет конструкций современных эстакад и путепроводов имеет ряд специфических особенностей. Достаточно сложны методы расчета криволинейных и косых пролетных строений. Усложнение расчетов связано с опиранием пролетных строений не по всей их ширине, а в отдельных точках.

Методы, применяемые для расчета пролетных строений эстакад и путепроводов, ориентированы в основном на использование ЭВМ. В то же время имеются упрощенные способы, позволяющие определить характер поперечного распределения нагрузки с точностью, достаточной для назначения основных размеров конструкции и подготовки исходных данных для уточненных расчетов на ЭВМ [20,21].

При оценке общего напряженно-деформированного состояния пролетных строений эстакад и путепроводов сложного очертания возникает необходимость учета значительного числа силовых и кинематических факторов, и поэтому расчеты таких несущих конструкций оказываются более сложными, чем прямолинейных.

В коробчатых конструкциях пролетных строений важное значение приобретает учет кручения и деформаций контура.

В криволинейных пролетных строениях напрягаемая арматура вызывает при натяжении появление дополнительных усилий, которые должны быть учтены. На особенности расчета влияет также сложность форм поперечных сечений пролетных строений. Поэтому эффективным становится применение методов векторной алгебры.

В пролетных строениях из предварительно напряженного железобетона с течением времени развиваются длительные деформации усадки и ползучести бетона, а также появляющиеся деформации при изменении температуры или влажности окружающей среды. Они вызывают общие перемещения пролетных строений, которые в криволинейных, косых и других аналогичных конструкциях создают горизонтальные смещения в направлениях, не совпадающих с осью сооружений, вызывают перекосы и закручивание.

В соответствии со СНиП 2.05.03-84 влияние усадки и ползучести бетона требуется учитывать как при определении перемещений (деформаций) конструкций от постоянных нагрузок и воздействий, так и усилий в статически неопределимых конструкциях, а также в сборно-монолитных конструкциях.

Опоры эстакад воспринимают усилия от длительных и температурных перемещений (или обеспечивают их свободу), а также от центробежных, тормозных сил и поперечных ударов. Под действием посто-

янных и временных нагрузок на опоры могут передаваться не только вертикальные силы, но и изгибающие моменты в двух плоскостях и крутящие моменты. Сложное силовое воздействие на опоры требует их уточненного расчета.

Хотя существует большое число методов расчета конструкций, особенности работы сложных транспортных сооружений и их элементов под действующими нагрузками в реальных условиях еще недостаточно изучены. Эффективность конструкций городских мостов и транспортных сооружений во многом будет зависеть от прогресса в области их расчета.

6.2. РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЭСТАКАД И ПУТЕПРОВОДОВ

Расчет пролетных строений эстакад и путепроводов состоит в определении внутренних усилий и перемещений в сечениях составляющих конструктивных элементов с учетом их взаимодействия при работе под внешними нагрузками. Тип расчетной модели пролетного строения необходимо выбирать с учетом характера работы пролетных строений под нагрузками и особенностей несущей конструкции. Применяемые для пролетных строений эстакад и путепроводов несущие конструкции можно рассматривать как континуальные, дискретные и дискретно-континуальные системы. Выбор расчетной модели для пролетных строений — достаточно сложная задача, при решении которой во многих случаях требуются теоретические и экспериментальные исследования.

Для железобетонных пролетных строений сложных транспортных сооружений, для которых не разработано методик расчета с учетом неупругих свойств бетона, современными нормами допускаются расчеты в предположении линейной упругости материала.

Если в процессе изготовления или монтажа несущей конструкции ее расчетная схема меняется, то усилия, напряжения и деформации можно определить их суммированием по всем предшествующим стадиям работы.

Расчет мостовых конструкций с высокой точностью результатов — весьма трудная задача, решение которой во многих случаях практически невозможно. Принимаемые для упрощения расчетов различные гипотезы не позволяют учесть ряд факторов напряженно-деформированного состояния конструкции и тем самым снижают достоверность результатов. Внедрение в практику расчетов электронных вычислительных машин открыло большие возможности в отношении учета реального характера работы мостовых конструкций. Записывая задачу расчета мостовой конструкции в матричном виде, удается переложить все трудности расчета на ЭВМ, инженеру приходится заносить в ее память лишь исходные данные.

При оценке пространственного характера работы несущих конструкций эстакад и путепроводов не потеряли своего значения упрощенные методы расчета, реализуемые в некоторых случаях без использования ЭВМ. Оптимальным в общем случае следует считать такой метод рас-

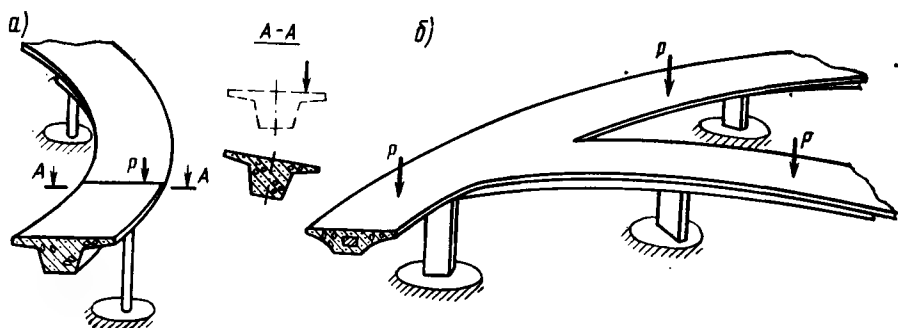


Рис. 6.1. Пролетные строения, работающие под нагрузками как массивные упругие брусья

чета, который дает требуемую точность при имеющихся в наличии вычислительных средств и отвечает важности решаемой задачи.

Пролетные строения железобетонных эстакад и путепроводов по особенностям несущей конструкции и связанным с ними характером работы под нагрузками можно подразделить на следующие группы.

1. Массивный упругий брус — пролетное строение со сплошным или с небольшими пустотами поперечным сечением, для которого длины пролетов значительно превышают размеры поперечного сечения. Под воздействием внешних нагрузок пролетное строение изгибается и закручивается, но его поперечные сечения не искривляются (рис. 6.1, а). Для этой группы возможна расчетная модель в виде системы массивных упругих брусьев, когда несколько таких брусьев жестко объединяются между собой (рис. 6.1, б).

2. Тонкостенный упругий стержень с открытым или замкнутым недеформируемым поперечным сечением. Сюда относятся ребристые и коробчатые пролетные строения с одним или несколькими замкнутыми контурами, для которых справедливо понятие тонкостенного стержня (рис 6.2, а). Под тонкостенным понимают такой стержень, у которого отношение высоты или ширины пластинок, образующих стержень, к их толщине составляет 7—8 и более, а пролет стержня значительно превышает размеры контура поперечного сечения.

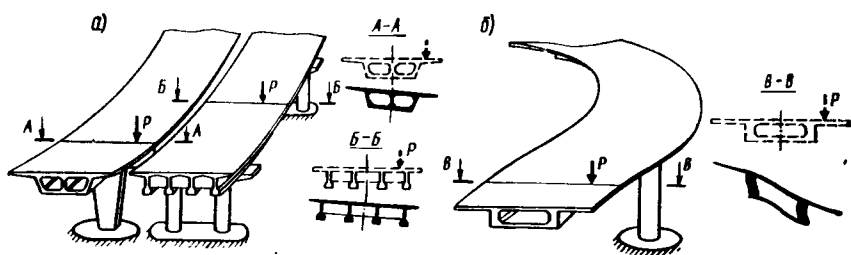


Рис. 6.2. Пролетные строения, работающие под нагрузками как тонкостенные стержни

При работе под нагрузками сечения пролетного строения не искривляются, и в них возникают напряжения от изгиба, свободного и стесненного кручения.

3. Тонкостенный упругий стержень с замкнутым деформируемым поперечным сечением. Пролетные строения этой группы по конструктивным формам аналогичны коробчатым пролетным строениям группы 2, но под действием нагрузок, помимо изгиба, свободного и стесненного кручения поперечные сечения испытывают деформации контура (рис. 6.2, б).

4. Упругая пластинка, принимаемая в качестве расчетной модели для плитных пролетных строений. При этом в случае сплошного прямоугольного сечения пролетное строение представляется изотропной пластинкой, а расчетная модель ребристой или пустотелой плитной несущей конструкции — ортотропной пластинкой. Под действием нагрузок плитное пролетное строение прогибается как в продольном, так и в поперечном направлении (рис. 6.3, а).

5. Цилиндрическая складчатая оболочка, представляющая собой сочетание балок и плит. К этой группе могут быть отнесены ребристые и коробчатые пролетные строения, не отвечающие по своим параметрам понятию тонкостенного стержня, а также пролетные строения полуткрытого поперечного сечения. В зависимости от конструктивных особенностей составляющие элементы пролетных строений под нагрузками искривляются либо не искривляются (рис. 6.3, б). Под нагрузками пролетные строения данной группы находятся в наиболее сложном напряженно-деформированном состоянии. Рассмотрим особенности пространственных методов расчета в линейной постановке применительно к перечисленным выше группам конструкций пролетных строений.

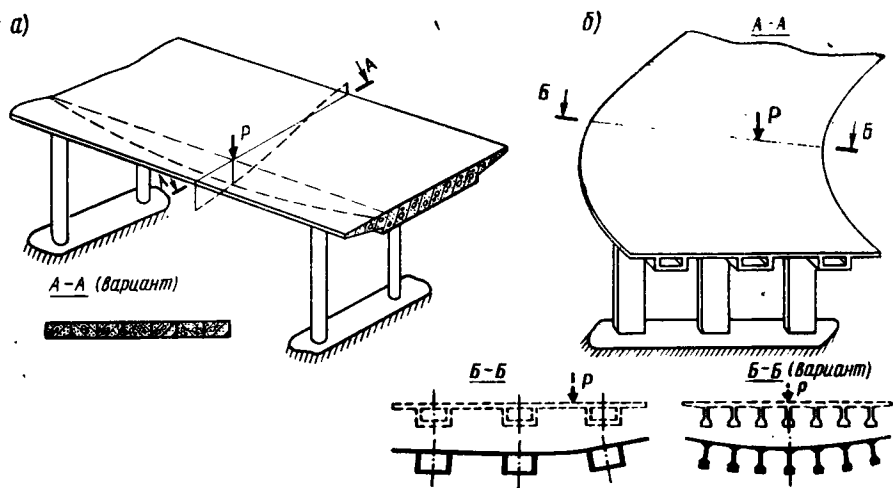


Рис. 6.3. Пролетные строения, работающие под нагрузками как упругие пластинки и цилиндрические оболочки

Конструкция пролетного строения в виде упругого бруса довольно часто встречается в криволинейных эстакадах, путепроводах и пешеходных мостах.

Расчет упругих брусьев и их систем (группа I) производится обычно на основе классической теории стержневых (дискретных) систем. Основная дифференциальная зависимость при изгибе бруса в одной из плоскостей имеет вид

$$v'' \approx \frac{1}{\rho} = - \frac{M}{EI}, \quad (6.1)$$

где v — линейные перемещения в плоскости изменения кривизны $\frac{1}{\rho}$; M — изгибающий момент; EI — жесткость бруса при изгибе.

При кручении бруса справедлива другая дифференциальная зависимость между углом закручивания θ и крутящим моментом T :

$$\theta = \frac{T}{GI_t}, \quad (6.2)$$

где GI_t — жесткость бруса при кручении.

Дифференциальные зависимости (6.1) и (6.2) позволяют определить внутренние силовые факторы от изгиба и кручения, по которым находят и соответствующие напряжения.

Конструкцию сложной разветвленной эстакады (рис. 6.4, а) можно представить в виде системы упругих криволинейных брусьев (рис. 6.4, б), моделирующей пролетное строение. При этом расчет такой системы можно осуществить методом балочного ростверка на основе метода сил или метода перемещений.

Расчетная модель в виде балочного ростверка применима и к пролетным строениям других групп. Например, криволинейное пролетное строение с несколькими главными балками в поперечном сечении (рис. 6.5, а) может быть представлено системой брусьев ломаного очертания (рис. 6.5, б). В каждом месте перелома и пересечения брусьев устанавливают дополнительные связи, например заделки. Расчет проводят методом перемещений, причем стандартный элемент — прямой участок бруса с заделками по концам — позволяет составить формулы для определения усилий в любом таком элементе. Это облегчает составление канонических уравнений и программирование расчета на ЭВМ.

Современные пролетные строения железобетонных эстакад и путепроводов ребристой и коробчатой конструкций при сравнительно небольшой ширине сечений и устройстве в них достаточного для исключения искривлений контура числа диафрагм рассматриваются при расчете тонкостенным стержнем с недеформируемым контуром.

Для тонкостенных стержней с открытым контуром поперечного сечения теория, разработанная В. З. Власовым, исходит из дифференциального уравнения четвертого порядка относительно угла закручивания:

$$\theta^{IV}(x) - k^2 \theta^{II}(x) = \frac{\bar{m}(x)}{EI_{\omega}}, \quad (6.3)$$

где $\theta(x)$ — угол закручивания стержня; $k = \sqrt{\frac{GI_t}{EI_\omega}}$ — изгибно-крутильная характеристика сечения; G, E — модуль сдвига и модуль упругости; I_t, I_ω — момент инерции на кручение и секториальный момент инерции сечения; $\bar{m}(x)$ — интенсивность внешней закручивающей нагрузки.

Определение силовых и кинематических факторов в сечениях пролетного строения ведется по методу начальных параметров. При этом в каждом поперечном сечении находят, помимо угла закручивания θ ,

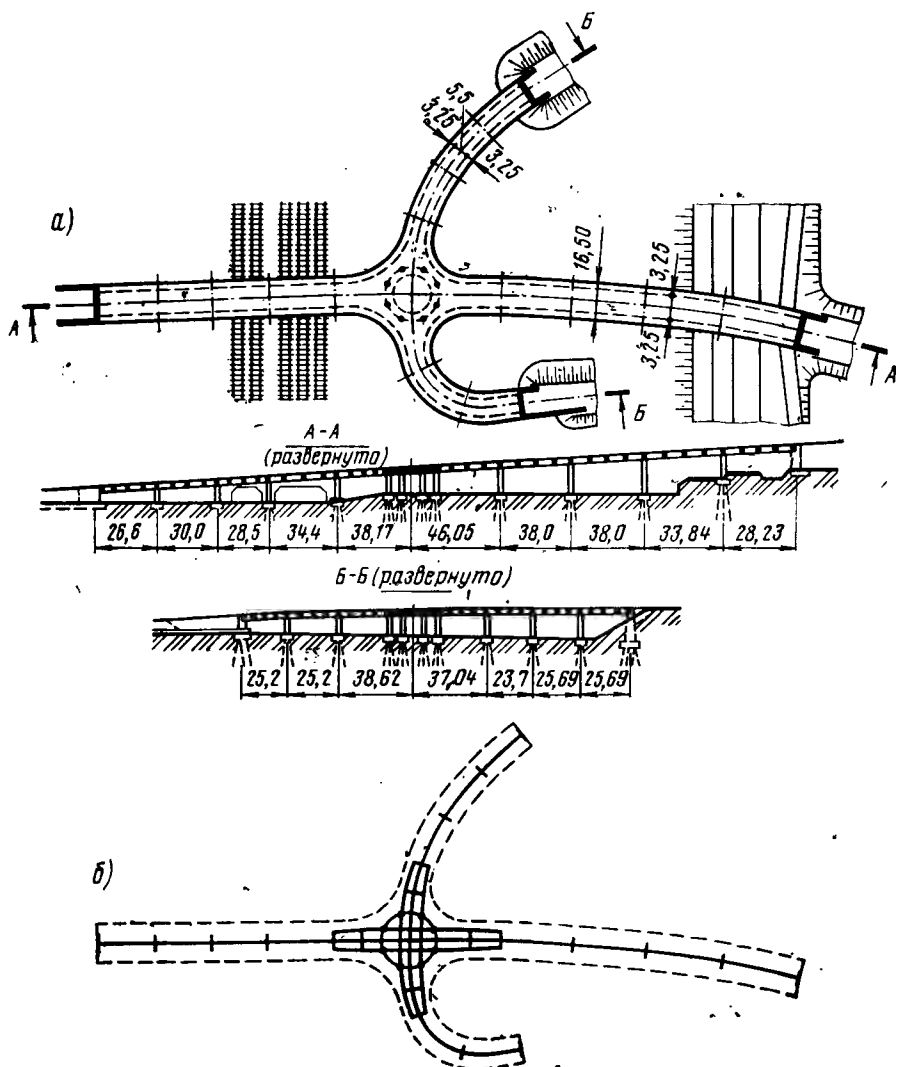


Рис. 6.4. Схема разветвленного пролетного строения и заменяющая его система упругих брусьев

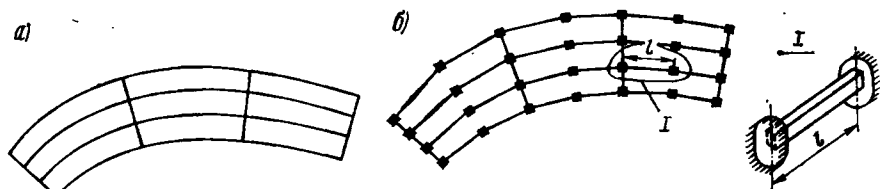


Рис. 6.5. Схема замены криволинейного балочного ростверка системой брусьев ломаного очертания

также бимомент B_ω , изгибно-крутящий момент M_ω и момент свободного кручения M_t . Указанным внутренним усилиям соответствуют нормальные и касательные напряжения свободного и стесненного кручения σ_ω , τ_t и τ_ω .

Определение нормальных и касательных напряжений от изгиба ведется на основе технической теории изгиба.

При расчете коробчатых пролетных строений используют теорию тонкостенных стержней замкнутого профиля, разработанную А. А. Уманским. Основное дифференциальное уравнение, полученное из условия равновесия, имеет вид

$$\theta^{IV}(x) - k^2 \theta^{II}(x) = -\frac{\bar{\mu} \bar{m}(x)}{EI_\omega} + \frac{\bar{m}^{II}(x)}{GI_\rho}, \quad (6.4)$$

где $k = \sqrt{\mu \frac{GI_t}{EI_\omega}}$ — изгибно-крутильная характеристика сечения; $\mu = 1 - I_t/I_\rho$ — коэффициент деформации сечения; I_t — момент инерции сечения на кручение; $\bar{m}(x)$ — интенсивность внешней закручивающей нагрузки; I_ρ , I_ω — направленный полярный момент инерции и главный секториальный момент инерции сечения.

При решении дифференциального уравнения (6.4) и получении внутренних усилий в сечениях пролетного строения используется тот же прием, что и в теории тонкостенных стержней открытого профиля. Применение теорий В. З. Власова и А. А. Уманского позволяет с достаточной эффективностью и сравнительно просто рассчитывать сложные системы эстакад и путепроводов и получать удовлетворительные результаты.

Принципиально возможно применение единой теории расчета тонкостенных стержней открытого и замкнутого профилей, основанной на решении дифференциального уравнения пятого порядка относительно меры деформации.

Пролетные строения группы 2 могут быть рассчитаны и на основе метода внецентренного сжатия, который может быть применен не только к прямолинейным, но также к криволинейным и косым несущим конструкциям. При этом имеется возможность учесть не только сопротивление изгибу, но и работу пролетных строений на кручение (см. п. 6.4).

Расчет пролетных строений группы 3, т. е. имеющих деформируемый контур поперечного сечения, так же как и группы 2, может производиться на основе безмоментной теории. При этом расчет на кручение ведется в два этапа. На первом этапе определяют усилия в соответствии с теорией тонкостенных стержней с замкнутым недеформируемым контуром, а на втором этапе учитывают влияние деформаций контура по специальной методике (см. п. 7.3).

Возможно применение для расчета пролетных строений с замкнутым деформируемым контуром общего вариационного метода В. З. Власова, рассматривающего несущую конструкцию как призматическую тонкостенную систему. Расчет стержня-оболочки с изменяемым прямоугольным профилем сводится В. З. Власовым к решению восьми дифференциальных уравнений, из которых три уравнения, образующие симметричную систему, определяют деформированное состояние, связанное с кручением и искажением контура поперечного сечения.

Плитные пролетные строения, относящиеся к группе 4 приведенной классификации, рассчитывают в большинстве случаев методами теории упругости как пластинки.

Решение задачи расчета изотропной пластинки в общем виде заключается в получении от заданной внешней нагрузки функции прогибов W , удовлетворяющей бигармоническому дифференциальному уравнению вида (рис. 6.6, а)

$$\frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 W}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 W}{\partial y^4} = -\frac{q}{D}, \quad (6.5)$$

где x и y — координатные оси; q — внешняя распределенная нагрузка; D — цилиндрическая жесткость, являющаяся постоянной величиной и определяемая по формуле

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)};$$

E , μ — модуль упругости и коэффициент Пуассона материала пролетного строения; h — толщина плитной конструкции.

Если функция прогибов W определена, то усилия в пластинке на 1 м определяются как частные производные по формулам:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -D \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right); \\ M_y &= -D \left(\frac{\partial^2 W}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right); \\ M_{xy} &= D(1-\mu) \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y}; \\ Q_x &= -D \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right); \\ Q_y &= -D \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (6.6)$$

где M_x , M_y , M_{xy} — изгибающие и крутящий моменты на единицу длины сечения; Q_x , Q_y — поперечные силы на единицу длины сечения.

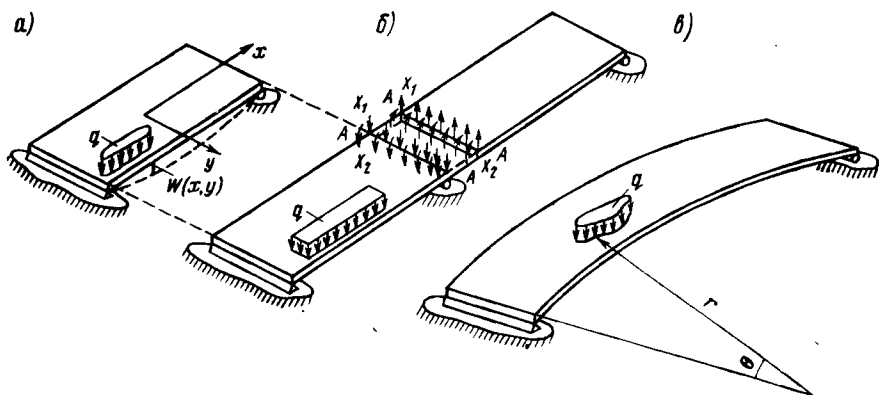


Рис. 6.6. Схемы к расчету плитных пролетных строений как упругих пластинок

Дифференциальное уравнение (6.5) решают с учетом граничных условий по краям пластинки. Для однопролетной пластинки (см. рис. 6.6, а)

$W = dW/dy = M_x = 0$ по концевым краям
и $Q_y = M_{xy} = M_{yx} = 0$ по боковым краям.

В многопролетных пластинках к граничным условиям будут добавляться условия совместности деформаций в надпорных сечениях конструкции (сечение А—А на рис. 6, б, в).

Определение функций W , удовлетворяющих уравнению (6.5) и граничным условиям, представляет собой сложную математическую задачу. Часто решение ведут, представляя функцию прогибов, а также внешнюю нагрузку и неизвестные усилия X_1 и X_2 в разрезах многопролетной плиты в двойных тригонометрических рядах.

Пластины, очерченные по дуге круга, целесообразнее рассчитывать в полярных координатах. Дифференциальное уравнение (6.5) в полярных координатах представляется в форме (см. рис. 6.4, в)

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} \right) \left(\frac{\partial^2 W}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial W}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 W}{\partial \theta^2} \right) = -\frac{q}{D}, \quad (6.7)$$

а усилия (6.6) — в форме

$$\left. \begin{aligned} M_r &= -D \left[\frac{\partial^2 W}{\partial r^2} + \mu \left(\frac{1}{r} \frac{\partial W}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 W}{\partial \theta^2} \right) \right]; \\ M_t &= -D \left(\frac{1}{r} \frac{\partial W}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 W}{\partial \theta^2} + \mu \frac{\partial^2 W}{\partial r^2} \right); \\ M_{rt} &= (1-\mu) D \left(\frac{1}{r} \frac{\partial^2 W}{\partial r \partial \theta} - \frac{1}{r^2} \frac{\partial W}{\partial \theta} \right); \\ Q_r &= -D \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial W}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 W}{\partial \theta^2} \right); \\ Q_t &= -D \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial \theta} \left(\frac{\partial^2 W}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial W}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 W}{\partial \theta^2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (6.8)$$

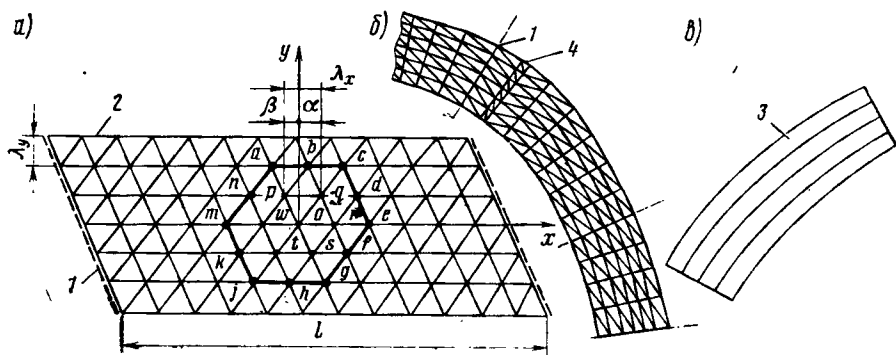


Рис. 6.7. Расчетные модели плитных пролетных строений:

1 — шарнирное опирание; 2 — свободный край; 3 — конечная полоса; 4 — деформационный шов

Принятые в уравнении (6.7) и формулах (6.8) обозначения понятий из рис. 6.6, в.

Решение уравнения (6.7) также может быть найдено при представлении прогибов и нагрузки в виде тригонометрических рядов при учете граничных условий, а также совместности деформаций в случае неразрезных схем.

При расчете косых пролетных строений целесообразно применять косоугольную систему координат.

Сложность получения точных решений уравнений (6.5) и (6.7) привела к необходимости разработки численных методов расчета плитных пролетных строений.

Достаточно успешно применяется метод конечных разностей. Дифференциальное уравнение изгиба (6.5) в этом методе представляется в конечных разностях. Для этого на поверхность пролетного строения накладывают сетку и для каждого узла ее записывают разностные отношения, аппроксимирующие основное дифференциальное уравнение. Например, для косоугольного плитного пролетного строения разрезной системы (рис. 6.7, а) при треугольной сетке разрешающее уравнение изгиба для узла 0 имеет вид

$$20W_0 (A^2 + B^2 + 3C^2 + 4C + 2) - 2(W_p + W_s) (2A + 2AC - BC) - \\ - 2(W_q + W_t) (2B + 2BC - AC) - 2(W_r + W_w) (2C^2 + 2C - AB) + \\ + (W_a + W_g) A^2 + (W_c + W_j) B^2 + (W_e + W_m) C^2 + 2(W_b + W_h) AB + \\ + 2(W_d + W_k) BC + 2(W_f + W_n) AC = \frac{q_0 \lambda_y^2}{D}, \quad (6.9)$$

где $A = \frac{\alpha}{\lambda_x}$; $B = \frac{\beta}{\lambda_x}$; $C = \frac{\lambda_y^2}{\lambda_x^2} - AB$;

α и β — расстояния, измеренные вдоль оси x от начала координат до узловых точек q и p ; λ_x, λ_y — проекции сторон ячеек сетки на координатные оси x и y (см. рис. 6.7, а).

Записав уравнение (6.9) для каждой внутриконтурной точки, решают систему линейных уравнений относительно прогибов W , а затем по формулам (6.6) определяют внутренние усилия. Более подробный расчет прямых и косых плитных пролетных строений методом конечных разностей приведен в работе [17].

Другое направление — использование метода конечного элемента (МКЭ) или метода конечных полос. В случае криволинейного пролетного строения конечные полосы также имеют криволинейное очертание (рис. 6.7, в), а конечные элементы применяют треугольной формы (рис. 6.7, б). Решение для одной конечной полосы может быть стандартным. Неизвестные перемещения или усилия по граням сопряжения полос могут быть непрерывно изменяющимися или сосредоточенными в отдельных точках по длине граней. Имеющиеся на проезжей части деформационные швы могут быть интерпретированы в дискретной модели как ослабление. Их можно заменить узким рядом конечных элементов, модуль упругости которых принимают весьма малым, чтобы обеспечить условия, уменьшающие передачу изгибающих моментов через шов.

Для пролетных строений несплошного сечения (см. вариант сечения $A-A$ на рис. 6.3, а), имеющих неодинаковые упругие свойства по ортогональным направлениям, применяют теорию расчета ортотропных плит.

Плитные пролетные строения различного очертания в плане с любым видом опирания можно приближенно рассчитать методом балочного ростверка. Для этого пролетное строение (рис. 6.8, а) представ-

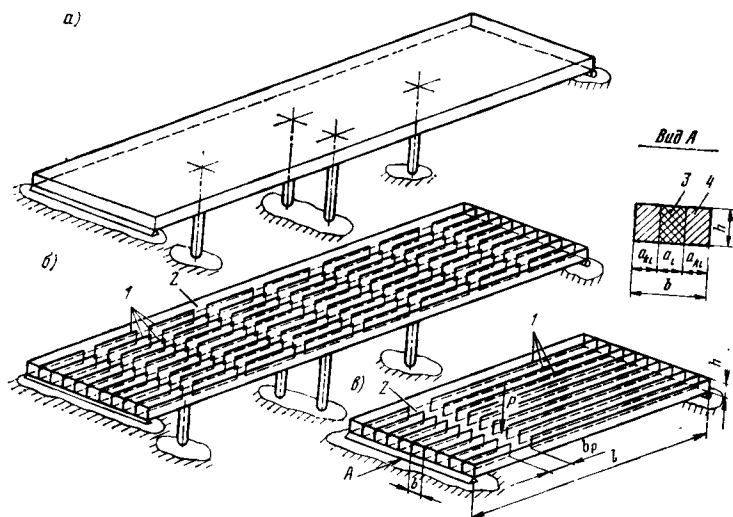


Рис. 6.8. Схемы к расчету плитного пролетного строения как балочного ростверка:

1 — разрезы между условными балками ростверка; 2 — поперечные балки; 3 — условно жесткая часть поперечного сечения балки; 4 — условно гибкая часть поперечного сечения балки

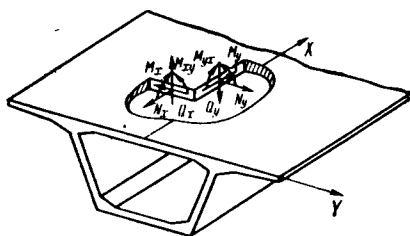


Рис. 6.9. Компоненты усилий, учитываемые методом складчатых оболочек

системы упругих брусьев, причем получаемые в поперечных балках усилия считают соответствующими усилиям в заданном пролетном строении.

Если предположить, что внешнее сосредоточенное усилие распределяется между балками условного ростверка только в одном поперечном направлении, где оно приложено (рис. 6.8, в), то тем самым удастся существенно упростить расчет.

Для расчета пролетных строений группы 5 требуется использовать наиболее сложные методы расчета. Если несущая конструкция имеет постоянное сечение по длине пролетов, то ее расчет можно проводить на основе теории складчатых оболочек. При этом предполагается, что по концам рассчитываемой конструкции имеются идеальные диафрагмы, т. е. абсолютно жесткие в своей плоскости и абсолютно податливые из плоскости. Форма поперечного сечения может быть произвольной, и на сложности решения этот факт не отражается. Метод расчета позволяет учитывать все силовые факторы, показанные на рис. 6.9. В зависимости от длины конструкции моментами M_x , M_y , а также деформациями контура и сдвига в срединной поверхности можно пренебречь.

Разновидностью метода складчатых оболочек является метод плитно-балочных конструкций [19]. В соответствии с этим методом пролетное строение расчленяют продольными разрезами (рис. 6.10, а) на отдельные плиты и балки (стенки). В плоскости разрезов (рис. 6.10, б) действуют непрерывно изменяющиеся вдоль координаты u нормальные X_1 , поперечные X_2 , сдвигающие усилия X_3 , а также изгибающие моменты X_4 . Указанные усилия являются неизвестными, и характер их изменения вдоль разрезов зависит от внешней нагрузки и характеристик пролетного строения. Для определения неизвестных составляют канонические уравнения метода сил, характеризующие условия совместности деформаций плит и балок. В общем виде эти уравнения могут быть записаны в виде

$$\left. \begin{aligned} \sum U_{x_1, x_2, x_3, x_4, q} &= 0; \\ \sum V_{x_1, x_2, x_3, x_4, q} &= 0; \\ \sum W_{x_1, x_2, x_3, x_4, q} &= 0; \\ \sum \Phi_{x_1, x_2, x_3, x_4, q} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.10)$$

В левых частях уравнений (6.10) даны суммарные перемещения (линейные U , V , W и угловые Φ) от воздействия всех неизвестных X_1 —

X_4 и внешней нагрузки q . Уравнения (6.10) составляют для каждого разреза, причем деформации плитных элементов определяют методами теории упругости как для пластинок, а деформации балочных элементов — методами сопротивления материалов как для упругих брусков.

При расчетах рассматриваемым методом неизвестные усилия в случае разрезного пролетного строения выражают в форме тригонометрических рядов, т. е.

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= \sum_{n=1}^{\infty} x_{1n} \sin \frac{n\pi v}{l}; \\ X_2 &= \sum_{n=1}^{\infty} x_{2n} \sin \frac{n\pi v}{l}; \\ X_3 &= \sum_{n=1}^{\infty} x_{3n} \cos \frac{n\pi v}{l}; \\ X_4 &= \sum_{n=1}^{\infty} x_{4n} \sin \frac{n\pi v}{l}. \end{aligned} \right\} \quad (6.11)$$

Все внешние нагрузки также представляют в тригонометрических рядах. Решением системы n линейных уравнений (6.10) определяют постоянные коэффициенты $x_{1n} - x_{4n}$, а затем по формулам (6.11) и соответствующие величины усилий.

Метод плитно-балочных конструкций отличается высокой точностью получаемых результатов, однако требует проведения громоздких вычислений и применяется только в сочетании с ЭВМ. К недостаткам метода можно отнести также сложность учета переменности сечений по длине пролетов и граничных условий в сложных системах. Кроме того, во многих случаях оказывается сложным записать выражение для деформаций криволинейной балки или плиты, очерченных в плане не

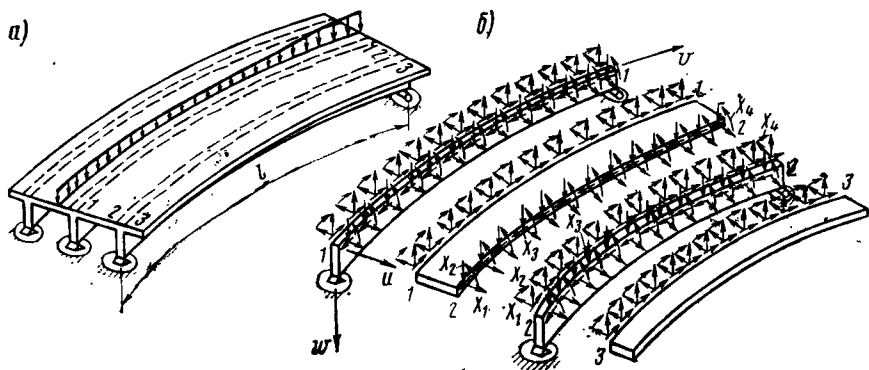


Рис. 6.10. Схемы к расчету пролетных строений методом плитно-балочных конструкций при воздействии распределенных нагрузок

по дуге круга. В этой связи с целью упрощения расчетов учитывают только усилия X_2 и X_4 .

При загрузении пролетного строения сосредоточенным грузом распределение усилий $X_1 - X_4$ в разрезах ограничивается небольшими участками вблизи поперечного сечения $A - A$ (например, поперечные усилия q_i на рис. 6.11, а). Это и позволяет с некоторой ошибкой заменять распределенные усилия сосредоточенными только в сечении $A - A$.

В коробчатых пролетных строениях разрезы проводят вдоль верхних и нижних плит и число неизвестных в сравнении с ребристыми конструкциями увеличивается и, стало быть, усложняется расчет.

Упрощение расчетов может быть осуществлено в этом случае путем замены распределенных усилий $X_1 - X_4$ сосредоточенными силами N, Q, T, M_u, M_v, M_w в отдельных точках по длине разрезов (рис. (рис. 6.11, б)). При этом общее число неизвестных возрастает, однако отпадает необходимость разложения их в ряды.

Для расчета пролетных строений группы 5 в последнее время широкое применение находит метод конечных элементов. Эффективность метода связана с возможностью наиболее просто учитывать различные краевые условия, особенности прикладываемых нагрузок, форму рассчитываемых конструкций и т. д.

Основная концепция метода заключается в дискретизации рассчитываемой конструкции, которая расчленяется на некоторое число элементов конечных размеров, деформированное состояние которых является простым. Дискретизация конструкций пролетных строений должна при этом быть произведена таким образом, чтобы соблюдалось равенство энергий заданной системы и ее заменяющей модели.

В зависимости от требуемой точности расчета и особенностей рассчитываемой конструкции применяются три типа аппроксимации за-

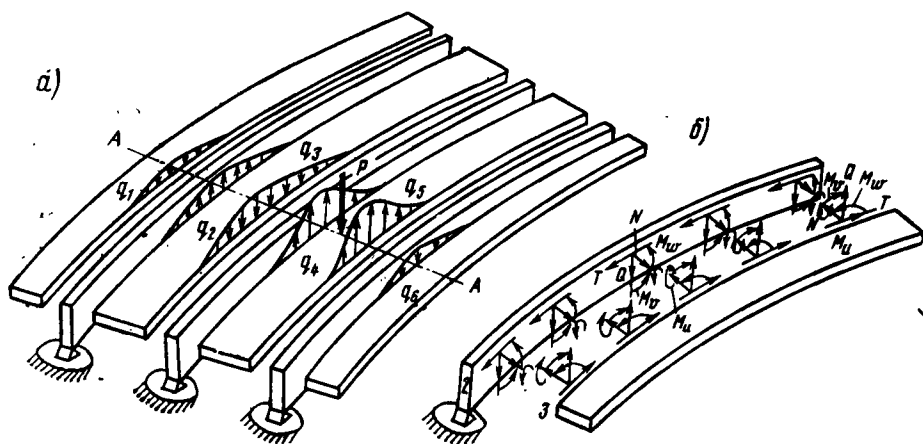


Рис. 6.11. Схемы к расчету пролетных строений методом плитно-балочной конструкции при воздействии сосредоточенных нагрузок

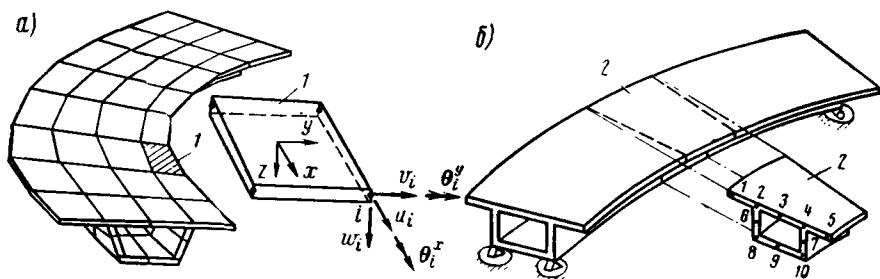


Рис. 6.12. Способы аппроксимации пролетных строений конечными элементами:
1 - конечный элемент тонкой оболочки; 2 - конечный суперэлемент

данной системы, а именно: стержневая, двумерными и трехмерными конечными элементами.

При расчете пролетных строений группы 5 достаточно полные результаты дает дискретизация двумерными конечными элементами, хотя теоретически любая конструкция может рассматриваться как трехмерная. Связь между конечными элементами предполагается только в узловых точках, перемещения которых принимаются за основные неизвестные. При использовании конечных элементов обшивки нулевой кривизны для каждого узла i вводится пять степеней свободы — три линейных перемещения u_i, v_i, w_i соответственно по направлениям x, y, z , а также угловые перемещения θ_i^x и θ_i^y относительно осей x и y (рис. 6.12, а). Напряженно-деформированное состояние каждого конечного элемента однозначно определяется через его узловые перемещения и реактивные усилия взаимодействия между элементами. Переход от узловых перемещений к перемещениям точек внутри конечных элементов осуществляется с помощью так называемых аппроксимирующих функций, задаваемых априорно. Основное требование, предъявленное к этим функциям, состоит в возможности обеспечения неразрывности перемещений при переходе от одного конечного элемента к другому. Для аппроксимации перемещений внутри конечных элементов обычно используют степенные полиномы вида

$$\left. \begin{aligned} u(x, y, z) &= \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 z + \alpha_5 xy + \dots; \\ v(x, y, z) &= \beta_1 + \beta_2 x + \beta_3 y + \beta_4 z + \beta_5 xy + \dots; \\ w(x, y, z) &= \gamma_1 + \gamma_2 x + \gamma_3 y + \gamma_4 z + \gamma_5 xy + \dots, \end{aligned} \right\} \quad (6.12)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \beta_1, \beta_2, \dots, \gamma_1, \gamma_2, \dots$ — постоянные в пределах каждого конечного элемента коэффициенты.

В отдельных случаях находят применение тригонометрические аппроксимирующие функции.

Следующим этапом в расчете конструкций МКЭ является построение матрицы жесткого конечного элемента и приведение заданной нагрузки к узловой для каждого конечного элемента.

На основе известных соотношений теории упругости от перемещений точек конечных элементов можно перейти к деформациям и напря-

жениям. Составляя затем условия равенства работ внутренних и внешних сил на виртуальных перемещениях, определяют из него матрицу жесткости отдельного элемента, а затем и всей системы конечных элементов. При дальнейшем составлении системы канонических уравнений метода перемещений необходим учет граничных условий для рассчитываемой конструкции. Решение канонических уравнений ведется известными прямыми или итерационными методами, как, например, Гаусса, квадратного корня, Зейделя и др. В результате решения определяют функцию перемещений по всей области системы конечных элементов, а по ней — напряжения и деформации в интересующих местах конструкции.

Представленная последовательность расчета по МКЭ инвариантна по отношению к виду рассчитываемой конструкции. Исключение составляет процесс формирования матрицы жесткости, который зависит от типа конечных элементов. В работе [13], например, приводятся матрицы жесткости для различных типов конечных элементов, а также соответствующие им аппроксимирующие функции. Заметим, что в пределах одной конструкции могут применяться различные типы конечных элементов. Членение несущей конструкции на мелкие конечные элементы приводит к значительным затратам машинного времени, и поэтому при проведении конкретных расчетов целесообразно применять более крупные элементы, а требуемую точность достигать путем использования полиномов аппроксимирующих функций более высокого порядка.

Применение рассмотренных методов расчета к возможным расчетным моделям пролетных строений железобетонных эстакад и путепроводов не является строгим, поскольку не существует резкой границы между несущими конструкциями и их расчетными схемами. Одну и ту же конструкцию можно рассчитать методами, рекомендованными выше для различных групп пролетных строений. Так, например, МКЭ может быть эффективно применен для расчета пролетных строений группы 3. При этом представляется целесообразным расчленение конструкции на пространственные суперэлементы (рис. 6.12, б).

Взаимодействие конечных элементов обеспечивается в фиксированном числе узлов (см. на рис. 6.12, б узлы 1—10). В матрице жесткости такого конечного элемента учитываются, помимо прочих, еще и деформации контура.

6.3. МЕТОДЫ КОЭФФИЦИЕНТА ПОПЕРЕЧНОЙ УСТАНОВКИ

При расчете железобетонных пролетных строений эстакад и путепроводов можно принимать допущение о том, что распределение усилий (вертикальных давлений и крутящих моментов) между балками (плитами) происходит только в том поперечном сечении, где приложены внешние сосредоточенные силы. Это означает, что балки (плиты) как бы разделены продольными швами по всей их длине, кроме загруженного поперечного сечения. Перемещая единичную силу вдоль поперечного сечения и определяя при каждом ее положении усилия, передаваемые на отдельные балки (плиты), можно таким образом определить линии влияния этих усилий. Загрузив затем полученные линии влияния

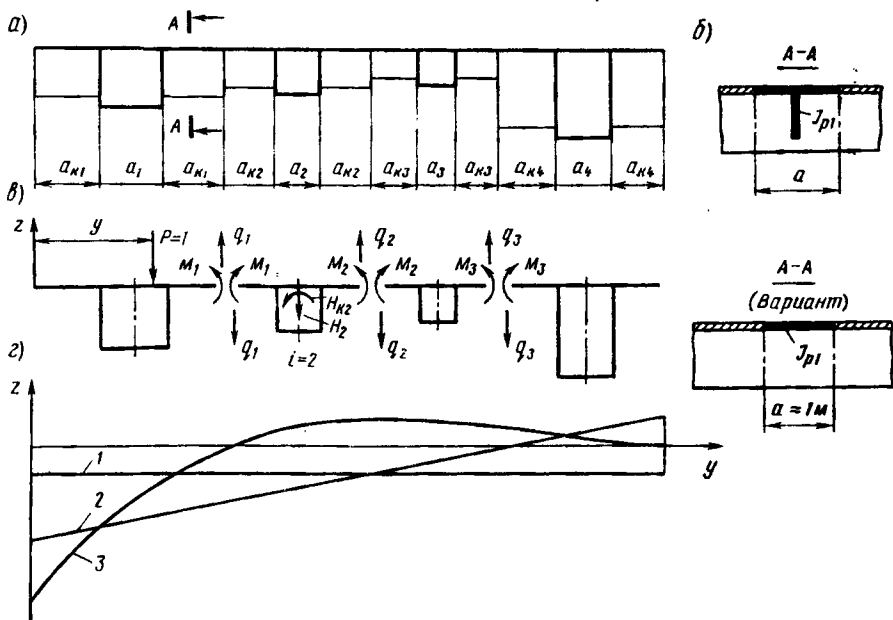


Рис. 6.13. Схемы к расчету пролетных строений с гибкими плитами и диафрагмами

временной подвижной нагрузкой, можно вычислить коэффициенты поперечной установки, показывающие, какая часть нагрузки передается на каждую из балок пролетного строения. Для каждого поперечного сечения могут быть построены свои линии влияния усилий и определены соответствующие коэффициенты поперечной установки.

Принятое допущение позволяет сложный пространственный расчет несущей конструкции заменить достаточно простым определением коэффициентов поперечной установки в нескольких поперечных сечениях. В дальнейшем методы, основанные на указанном допущении, будем называть методами коэффициента поперечной установки.

Рассмотрим поперечное сечение пролетного строения, в составе которого имеется несколько балок различной жесткости, объединенных плитой проезжей части (рис. 6.13, а).

Будем предполагать, что у всех балок замкнутые участки имеют недеформируемый контур, а плита и диафрагма в поперечном направлении под нагрузкой деформируются.

Если из пролетного строения выделить i -ю балку и в рассматриваемом сечении загрузить ее вертикальной единичной силой, то можно найти ее прогиб K_i с учетом закреплений по концам. Загружая ту же балку единичным крутящим моментом, можно найти в интересующем сечении угол закручивания Π_i . Обозначим через I_{pi} момент инерции на изгиб в поперечном направлении участков a_{ki} для i -й балки. В пролетных строениях с диафрагмами I_{pi} определяется как усредненный момент инерции диафрагм, приведенный к единице длины плиты. Можно за

где груз P учитывается только в том случае, если он расположен над i -й балкой.

Выражения (6.19) позволяют построить наиболее общие линии влияния для определения коэффициента поперечной установки. Они учитывают жесткость балок на изгиб EI_i вдоль пролета через величины K_i , жесткость на кручение GI_{ti} через величины Π_i , а также жесткость поперечных элементов балок EI_{pi} (плиты или диафрагм). При этом I_i и I_{ti} означают соответственно момент инерции сечения балки i на изгиб и на кручение.

В зависимости от соотношения I/I_t изменяется характер распределения нагрузки между балками пролетного строения. При $I/I_t < 0,07$ распределение нагрузки между балками происходит равномерно (см. график 1 на рис. 6.13) за счет высокой жесткости их на кручение. В этом случае

$$H_i = P/n,$$

где n — число балок в поперечном сечении пролетного строения.

При $I/I_t > 10$ влияние кручения на характер распределения нагрузки весьма незначительно и им можно пренебречь. Если $10 > I/I_t > 0,1$ и $I/I_p < 20$, то распределение нагрузки между балками подчиняется линейному закону (см. график 2 на рис. 6.13). При $I/I_t > 10$ возможно нелинейное распределение нагрузки (см. график 3 на рис. 6.13).

Рассмотренным выше приемом могут быть рассчитаны пролетные строения, состоящие из одинаковых элементов с жестким поперечным сечением и шарнирно соединенных между собой (рис. 6.15, а). Подоб-

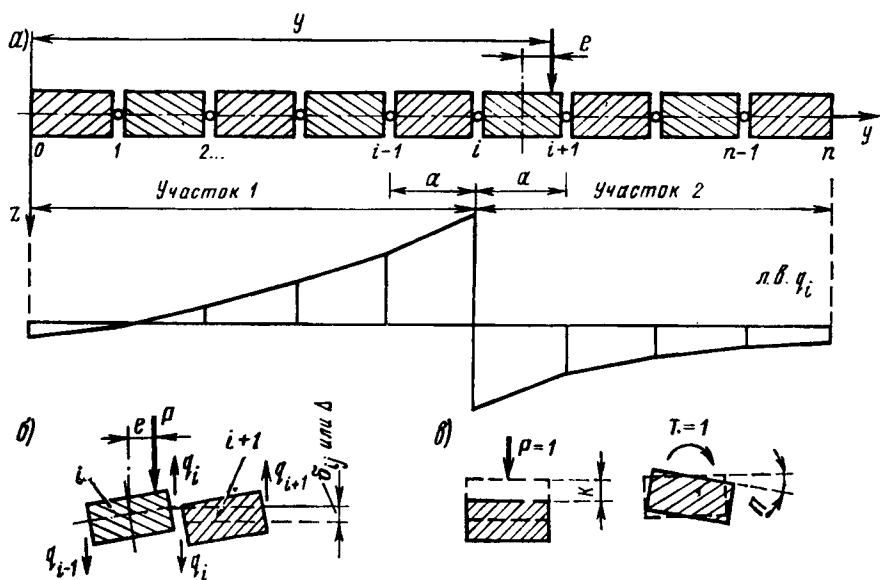


Рис. 6.15. Схемы к расчету пролетных строений с шарнирными соединениями между несущими элементами

ные конструкции относятся главным образом к плитным пролетным строениям. При воздействии на такую конструкцию сосредоточенной силы P считаем, что ее распределение происходит через поперечные силы в шарнирных сопряжениях. Перемещения узла i от поперечных сил q_{i-1} , q_i и q_{i+1} , а также внешней силы P составят (рис. 6.15, б)

$$\left. \begin{aligned} \delta_{i(i-1)} &= (0,25a^2 \Pi - K) q_{i-1}; \\ \delta_{ii} &= (2K + 0,5a^2 \Pi) q_i; \\ \delta_{i(i+1)} &= (0,25a^2 \Pi - K) q_{i+1}; \\ \Delta_{pi} &= (\mp K - 0,5ea\Pi) P, \end{aligned} \right\} \quad (6.20)$$

где K и Π — прогиб отдельного элемента пролетного строения от единичной силы и угол закручивания того же элемента от единичного крутящего момента (рис. 6.15, в); a — расстояние между осями шарниров.

В последней формуле (6.20) знак минус следует принимать в том случае, когда груз P находится на элементе i , и знак плюс, если он действует на элемент $i + 1$.

Записав условие совместности деформаций

$$\delta_{i(i-1)} + \delta_{ii} + \delta_{i(i+1)} + \Delta_{pi} = 0$$

и учтя формулу (6.20), получим линейное уравнение с постоянными коэффициентами вида

$$\left. \begin{aligned} q_{i+1} + q_i^2 \frac{A+1}{A-1} + q_{i-1} &= \frac{0,5ea\Pi - K}{0,25a^2 \Pi - K} P; \\ A &= \frac{a^2 \Pi}{4K}. \end{aligned} \right\} \quad (6.21)$$

Уравнение (6.21) при правой части, равной нулю, имеет решение

$$q_y = C_1 \beta_1^j + C_2 \beta_2^j; \quad \beta_1 = \beta_2^{-1} = \frac{1 - \sqrt{A}}{1 + \sqrt{A}} = \beta, \quad (6.22)$$

где j — порядковый номер шарнира, отсчитанный от начала координат до рассматриваемого шарнирного сопряжения; C_1 и C_2 — постоянные интегрирования.

Определяя C_1 и C_2 из граничных условий по боковым граням поперечного сечения, состоящего из n элементов ($q_0 = q_n = 0$), и условий совместности деформаций в месте сопряжения элементов, получим значения q :

$$\left. \begin{aligned} &\text{для участка 1 (см. рис. 6.15, а)} \\ q_{y1} &= 0,5 \frac{\beta^i + \beta^{2n-i}}{1 - \beta^{2n}} (\beta^y - \beta^{-y}) P; \\ &\text{для участка 2} \\ q_{y2} &= 0,5 \frac{\beta^i + \beta^{-i}}{1 - \beta^{2n}} (\beta^y - \beta^{2n-y}) P. \end{aligned} \right\} \quad (6.23)$$

I_{pi} принять момент инерции диафрагмы. В бездиафрагменных пролетных строениях в качестве геометрической характеристики I_{pi} принимается момент инерции поперечного сечения участка плиты длиной 1 м (рис. 6.13, б). Сделав разрезы в плите между балками и приложив в них неизвестные поперечные силы q_i и изгибающие моменты M_i (рис. 6.13, в), запишем канонические уравнения неразрывности деформаций основной системы в виде

$$\left. \begin{aligned} M_{i-1} \delta_{qi(i-1)}^m + M_i \delta_{qii}^m + M_{i+1} \delta_{qi(i+1)}^m + q_{i-1} \delta_{qi(i-1)} + \\ + q_i \delta_{qii} + q_{i+1} \delta_{qi(i+1)} = -\Delta_{qi}; \\ M_{i-1} \delta_{mi(i-1)} + M_i \delta_{mii} + M_{i+1} \delta_{mi(i+1)} - q_{i-1} \delta_{qi(i-1)}^m + \\ + q_i \delta_{qii}^m - q_{i+1} \delta_{qi(i+1)}^m = -\Delta_{mi}, \end{aligned} \right\} \quad (6.13)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{где } \delta_{qii} &= K_i + K_{i+1} + (0,5a_i + a_{hi})^2 \Pi_i + (0,5a_{i+1} + a_{h(i+1)}) \Pi_{i+1} + \\ &+ \frac{a_{ki}^3}{3EI_{pi}} + \frac{a_{k(i+1)}^3}{3EI_{p(i+1)}}; \\ \delta_{qi(i-1)} &= -K_i + (0,5a_i + a_{hi})^2 \Pi_i; \\ \delta_{qi(i+1)} &= -K_{i+1} + (0,5a_{i+1} + a_{h(i+1)})^2 \Pi_{i+1}; \\ \delta_{mii} &= \Pi_i + \Pi_{i+1} + \frac{a_{ki}}{EI_{pi}} + \frac{a_{k(i+1)}}{EI_{p(i+1)}}; \\ \delta_{mi(i-1)} &= -\Pi_i; \quad \delta_{mi(i+1)} = -\Pi_{i+1}; \\ \delta_{qii}^m &= \Pi_i (0,5a_i + a_{hi}) - \Pi_{i+1} (0,5a_{i+1} + a_{h(i+1)}) + \\ &+ \frac{a_{ki}^2}{2EI_{pi}} - \frac{a_{k(i+1)}^2}{2EI_{p(i+1)}}; \\ \delta_{qi(i-1)}^m &= -\Pi_i (0,5a_i + a_{hi}); \quad \delta_{qi(i+1)}^m = \Pi_{i+1} (0,5a_{i+1} + a_{h(i+1)}). \end{aligned} \right\} \quad (6.14)$$

В уравнениях (6.13) и формулах (6.14) обозначено:

δ_{qij} — смещения под действием сил $q_j = 1$ по направлению сил q_i ; δ_{qij}^m — то же по направлению изгибающего момента M_i ; δ_{mij} — смещения под действием момента $M_j = 1$ по направлению момента M_i ; E — модуль упругости материала пролетного строения; Δ_{qi} — смещение от внешнего груза $P = 1$ в основной системе по направлению силы q_i ; Δ_{mi} — то же по направлению момента M_i .

Для i -й балки грузовые члены $\Delta_{qi} \neq 0$ и $\Delta_{mi} \neq 0$, если груз $P = 1$ расположен на балках i и $i + 1$. В остальных случаях $\Delta_{qi} = \Delta_{mi} = 0$. Обозначив эксцентриситет груза $P = 1$ на i -й балке через e_i , а на $(i + 1)$ -й балке через e_{i+1} , получим формулы для определения грузовых членов уравнений (6.13) в виде (рис. 6.14):

при грузе $P = 1$ на i -й балке в пределах от точки $i-1$ до точки A (рис. 6.14, а):

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{qi} &= -PK_i - Pe_i \Pi_i (0,5a_i + a_{hi}); \\ \Delta_{mi} &= -Pe_i \Pi_i, \end{aligned} \right\} \quad (6.15)$$

при грузе $P = 1$ на i -й балке в пределах от точки A до точки i (рис. 6.14, б):

$$\left. \begin{aligned} \Delta q_i &= -PK_i - Pe_i \Pi_i (0,5a_i + a_{ki}) - \frac{P(e_i - 0,5a_i)^2}{6EI_{pi}} \times \\ &\quad \times (3a_{ki} - e_i + 0,5a_i); \\ \Delta m_i &= -Pe_i \Pi_i - \frac{P(e_i - 0,5a_i)^2}{2EI_{pi}}; \end{aligned} \right\} \quad (6.16)$$

при грузе $P = 1$ на $(i + 1)$ -й балке в пределах от точки i до точки B (рис. 6.14, в):

$$\left. \begin{aligned} \Delta q_i &= PK_{i+1} - Pe_{i+1} \Pi_{i+1} (0,5a_{i+1} + a_{k(i+1)}) + \\ &\quad + \frac{P(e_{i+1} + 0,5a_{i+1})^2}{6EI_{p(i+1)}} (3a_{k(i+1)} + e_{i+1} + 0,5a_{i+1}); \\ \Delta m_i &= Pe_{i+1} \Pi_{i+1} - \frac{P(e_{i+1} + 0,5a_{i+1})^2}{2EI_{p(i+1)}}; \end{aligned} \right\} \quad (6.17)$$

при грузе $P = 1$ на $(i + 1)$ -й балке в пределах от точки B до точки $i + 1$ (рис. 6.14, з):

$$\Delta q_i = PK_{i+1} - Pe_{i+1} \Pi_{i+1} (0,5a_{i+1} + a_{k(i+1)}); \quad \Delta m_i = Pe_{i+1} \Pi_{i+1}. \quad (6.18)$$

Эксцентриситеты e_i и e_{i+1} считают положительными, если груз P расположен справа от оси загруженной балки, и отрицательными в противном случае.

По формулам (6.15) и (6.18) определяют прогиб и угол поворота в точке i загруженной балки с недеформируемым контуром поперечного сечения. Выражения (6.16) и (6.17) дополнительно учитывают прогиб консолей в точке i от груза P , находящегося в пределах этих консолей.

Уравнения (6.13) позволяют определить неизвестные усилия q и M во всех разрезах поперечного сечения, построить их линии влияния, а также получить линии влияния вертикальных давлений H_i на балку и закручивающих ее моментов H_{ki} (см. рис. 6.13, в), так как

$$\left. \begin{aligned} H_i &= q_{i-1} - q_i + P; \\ H_{ki} &= M_i - M_{i-1} + (q_i + \\ &\quad + q_{i-1})(0,5a_i + a_{ki}) - Pe_i, \end{aligned} \right\} \quad (6.19)$$

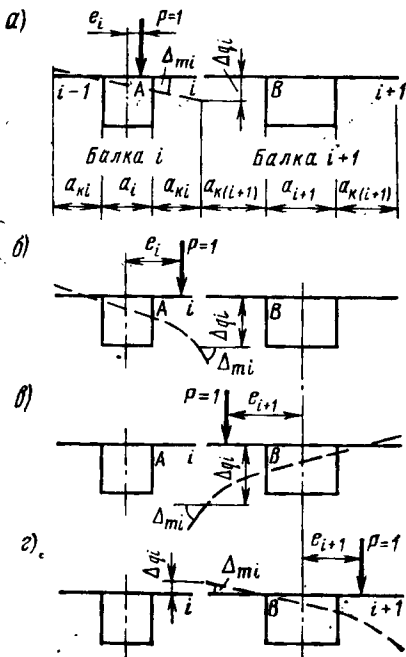


Рис. 6.14. Схемы к определению грузовых членов канонических уравнений

Формулы (6.23) позволяют построить эпюру поперечных сил в шарнирных соединениях с координатами y при расположении груза P над шарниром i . Меняя местами индексы i и y в формулах (6.23) и порядок участков, получим выражения для построения линий влияния q_i в виде:

$$\left. \begin{aligned} \text{при } y \leq i \\ q_{i1} &= 0,5 \frac{\beta^y + \beta^{-y}}{1 - \beta^{2n}} (\beta^i - \beta^{2n-i}); \\ \text{при } y \geq i \\ q_{i2} &= 0,5 \frac{\beta^y + \beta^{2n-y}}{1 - \beta^{2n}} (\beta^i - \beta^{-i}). \end{aligned} \right\} \quad (6.24)$$

В формулах (6.23) и (6.24) значения i и y принимают равными 0, 1, 2, 3, ..., n в зависимости от того, для какого номера шарнирного сопряжения определяется линия влияния и над каким шарниром y расположен груз P .

Формулы (6.24) могут быть затем использованы для определения линий влияния давлений H_i и крутящих моментов H_{ki} , передаваемых на отдельные несущие элементы пролетного строения:

$$\left. \begin{aligned} H_i &= q_{i-1} - q_i | + P; \\ H_{ki} &= (q_i + q_{i-1}) 0,5a | - Pe. \end{aligned} \right\} \quad (6.25)$$

Линии влияния H_i и H_{ki} дают возможность определить по ним коэффициенты поперечной установки от действующих на пролетные строения временных нагрузок.

6.4. ОБОБЩЕННЫЙ МЕТОД ВНЕЦЕНТРЕННОГО СЖАТИЯ

Железобетонные пролетные строения в широком диапазоне соотношений I/I_t (см. п. 6.3) работают при линейном законе распределения усилий между балками. Это позволяет существенно упростить расчетные формулы для построения линий влияния усилий в балках. Обобщенный метод внецентренного сжатия исходит из указанного выше допущения и позволяет в сравнении с известным методом внецентренного сжатия учесть ряд дополнительных характеристик балок, таких как жесткость на кручение, различные условия опирания и т. д.

Рассмотрим поперечное сечение пролетного строения, имеющего в своем составе несколько различных балок (рис. 6.16, а). За начало координат примем произвольно расположенную в плоскости верхней плиты точку O . Предположим, что внешняя нагрузка P приложена в уровне плиты проезжей части в некоторой точке. Под действием такой нагрузки поперечное сечение будет прогибаться и закручиваться и каждой балке будут передаваться вертикальное давление H_i и крутящие моменты H_{ki} (см. рис. 6.16, а).

Если выделить одну балку из пролетного строения, то под действием силы $H_i = 1$, приложенной по оси балки, она получит прогиб K_i ,

а при воздействии на нее крутящего момента $H_{ki} = 1$ — повернется в плоскости поперечного сечения на угол Π_i (рис. 6.16, б).

Найдем координату центра тяжести поперечного сечения y относительно начала координат, полагая, что сила P , действующая вдоль оси, проходящей через центр тяжести, не вызывает закручивания сечения. Из условия равновесия в этом случае имеем:

$$\sum_{i=1}^n H_i = P; \quad \sum_{i=1}^n H_i a_i = Py. \quad (6.26)$$

Поскольку все балки получили одинаковый прогиб Z (рис. 6.16, в), то будут справедливы выражения:

$$\left. \begin{aligned} Z = K_i H_i = K_j H_j = \dots = K_n H_n; \\ H_i = \frac{H_j K_j}{K_i}. \end{aligned} \right\} \quad (6.27)$$

Подставив теперь второе выражение из (6.27) и (6.26), получим:

$$\left. \begin{aligned} H_j K_j \sum_{i=1}^n \frac{1}{K_i} &= P; \\ H_j K_j \sum_{i=1}^n \frac{a_i}{K_i} &= Py, \\ \text{откуда} \\ y &= \frac{\sum_{i=1}^n \frac{a_i}{K_i}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{K_i}}, \end{aligned} \right\} \quad (6.28)$$

где n — число балок в поперечном сечении; a_i — расстояния от осей балок до начала координат, принимаемые со своими знаками.

Перенесем начало координат на ось, проходящую через центр тяжести поперечного сечения. Сила P , действующая вдоль указанной оси в соответствии с первой формулой выражения (6.28), передает на j -ю балку давление

$$H_j = \frac{P}{K_j \sum_{i=1}^n \frac{1}{K_i}}. \quad (6.29)$$

Крутящий момент T , действующий относительно продольной оси, проходящей через центр тяжести сечения, вызывает только закручивание поперечного сечения, и, стало быть, можно записать:

$$\sum_{i=1}^n (H_{ki} + H_i a_i) = T. \quad (6.30)$$

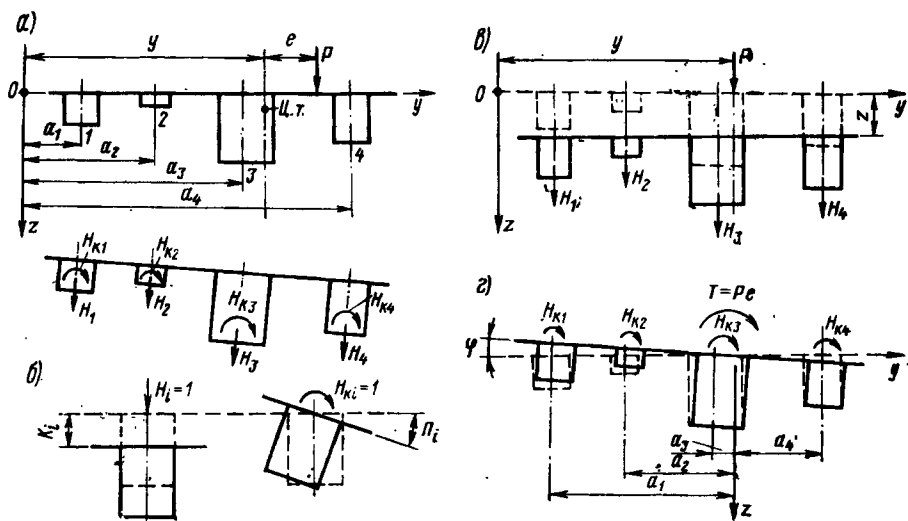


Рис. 6.16. Схемы к расчету пролетных строений по обобщенному методу внецентренного сжатия:

Ц.т. — центр тяжести поперечного сечения

Учитывая, что контур поперечного сечения после приложения на грузок остается недеформируемым, и, следовательно, все балки закручиваются на один и тот же угол φ (рис. 6.16, г), запишем:

$$\begin{aligned} \varphi &= H_{ki} \Pi_i = H_{kj} \Pi_j = \dots = H_{kn} \Pi_n = \frac{H_i K_i}{a_i} = \frac{H_j K_j}{a_j} = \dots = \\ &= \frac{H_n K_n}{a_n}; \quad H_{ki} = H_{kj} \frac{\Pi_j}{\Pi_i}; \\ H_i &= H_j \frac{a_i K_j}{a_j K_i}; \quad H_j = H_{kj} \frac{\Pi_j a_j}{K_j}; \end{aligned} \quad (6.31)$$

Подставив формулу (6.31) в формулу (6.30), получим

$$H_{kj} = \frac{T}{\Pi_j \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{\Pi_i} + \frac{a_i^2}{K_i} \right)}, \quad (6.32)$$

а подставив формулу (6.32) в последнее выражение из (6.31), получим

$$H_j = \frac{T a_j}{K_j \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{\Pi_i} + \frac{a_i^2}{K_i} \right)}. \quad (6.33)$$

Суммарное давление, передаваемое на балку j от вертикальной силы P и крутящего момента T , с учетом выражений (6.29) и (6.33)

$$H_j = \frac{P}{K_j \sum_{i=1}^n \frac{1}{K_i}} + \frac{T a_j}{K_j \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{P_i} + \frac{a_i^2}{K_i} \right)}. \quad (6.34)$$

При определении давлений по формуле (6.34) расстояния a_i следует принимать в соответствии с рис. 6.16, з.

Если считать $P = 1$ и $T = 1$ е, то формулы (6.32) и (6.34) позволяют построить линии влияния поперечного распределения нагрузки (крутящих моментов и давлений) на j -ю балку пролетного строения в рассматриваемом поперечном сечении.

В том случае, когда для всех балок пролетного строения $K_i = K_j = \dots = K_n$ и $P_i = P_j = \dots = P_n$, то формулы (6.32) и (6.34) преобразуются к виду:

$$H_{hj} = \frac{T}{\sum_{i=1}^n a_i^2 + \frac{K_n}{P}} \cdot \frac{K}{P}; \quad H_j = \frac{P}{n} + \frac{T a_j}{\sum_{i=1}^n a_i^2 + \frac{K_n}{P}}. \quad (6.35)$$

Если при расчете можно пренебречь жесткостью балок на кручение, т. е. положить, что $P_i = P_j = \dots = P_n \rightarrow \infty$, то формулы (6.32) и (6.34) будут иметь вид:

$$H_{hj} = 0; \quad H_j = \frac{P}{K_j \sum_{i=1}^n \frac{1}{K_i}} + \frac{T a_j}{K_j \sum_{i=1}^n \frac{a_i^2}{K_i}}. \quad (6.36)$$

Если для всех балок пролетного строения величина K_i одинакова, то вторая формула в (6.36) преобразуется в известную формулу внецентренного сжатия для равнопролетных и одинаковых по жесткости на изгиб балок.

Обобщенный метод внецентренного сжатия позволяет рассчитывать, помимо прямых, косые и криволинейные пролетные строения с достаточно жесткой в поперечном направлении плитой или диафрагмами.

На основе обобщенного метода внецентренного сжатия составлены таблицы [7] линий влияния вертикальных сил и закручивающих моментов, передающихся на главные балки пролетных строений при движении единичной вертикальной силы поперек пролетного строения. При этом таблицы подсчитаны для пролетных строений, состоящих из одной — шести главных балок.

6.5. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПЛИТНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ С ТОЧЕЧНЫМ ОПИРАНИЕМ

Метод коэффициента поперечной установки может быть применен к расчету плитных или других пролетных строений, опирающихся в отдельных точках. Покажем это на примере многопролетной плитной

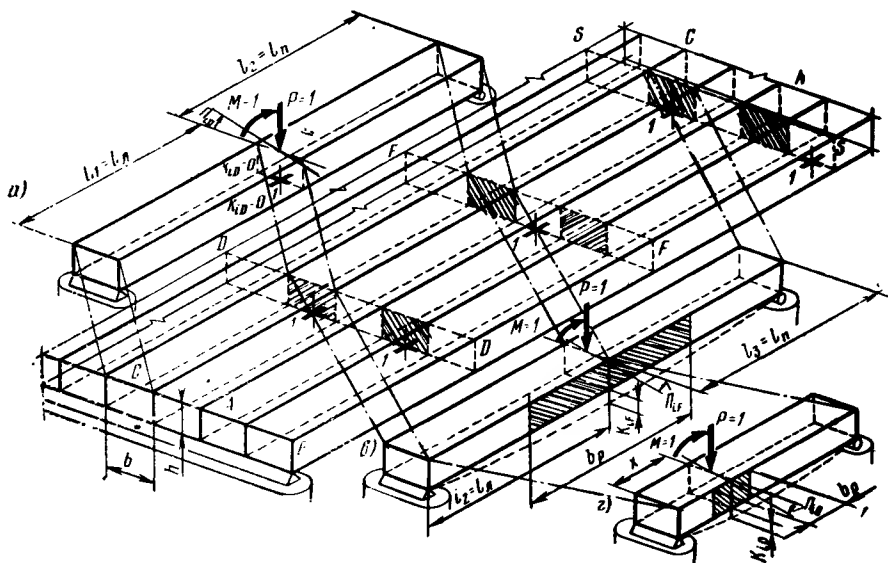


Рис. 6.17. Схемы к расчету плитного пролетного строения с точечным опиранием:
 I — точка опирания

несущей конструкции, опирающейся шарнирно на отдельные стойки (рис. 6.17, б).

Разделим условно заданное пролетное строение на ряд балок (число их n должно быть не менее 10), геометрические характеристики которых примем следующими:

$$I = bh^3/12; I_t = ah^3/3; I_q = b_p h^3/12, \quad (6.37)$$

где b и h — ширина и высота поперечного сечения условных балок; $a \approx \frac{b}{3}$; $b_p \geq b$.

Определим вначале поперечное распределение нагрузки в сечениях над столбчатыми опорами. Предположим, что все условные балки имеют шарнирное в отношении деформаций опирание в опорных сечениях, ближайших к рассматриваемому и длина балок ограничивается расстоянием между этими опорными сечениями. С учетом принятого допущения, для сечения $F - F$ опирание условных балок принимаем в сечениях $D - D$ и $S - S$, а для сечения $D - D$ — в сечениях $E - E$ и $F - F$. Таким образом, условная многопролетная балка $C - C$ при определении распределения в опорном сечении $D - D$ заменяется двухпролетной балкой с точечным опиранием над промежуточной опорой (рис. 6.17, а). Та же балка $C - C$, но при определении распределения в сечении $F - F$ заменяется однопролетной балкой (рис. 6.17, б). Для каждой такой балки (см. рис. 6.17, б, в) следует определить прогиб (K_{ID} или K_{IF}) и угол закручивания (P_{ID} или P_{IF}) от единичных усилий $P = 1$ и $T = 1$. В случае шарнирного опирания рассматриваемого сечения на столбчатые опоры $K_t = 0$ (например, балка $A - A$ в

сечении $D - D$), а в случае заделки $K_i = P_i = 0$. После определения величин K_i и P_i по формулам (6.13) — (6.19) можно построить линии влияния давлений H_i и крутящих моментов H_{ki} .

Учитывая взаимодействие балок, их прогибы и углы закручивания в сечении $D - D$ определяются произведениями $H_i K_{iD}$ и $H_{ki} P_{iD}$, где H_i и H_{ki} — давление и крутящий момент, передаваемые на балку при расположении груза $P = 1$ над ней. Аналогично определяются прогибы и углы закручивания в сечении $F - F$ (см. рис. 6.17, в). Далее определяются уточненные величины прогибов K'_i и углов закручивания P'_i для отдельных балок, принимая во внимание податливость опорных сечений на изгиб и кручение, т. е.

$$\left. \begin{aligned} K'_i &= K_i + H_{i\pi} K_{i\pi} \left(\frac{l_\pi}{l_\pi + l_\Pi} \right)^2 + H_{i\pi} K_{i\pi} \left(\frac{l_\pi}{l_\pi + l_\Pi} \right)^2; \\ P'_i &= P_i + H_{ki}^{(n)} K_{i\pi} \left(\frac{l_\pi}{l_\pi - l_\Pi} \right)^2 + H_{ki}^{(n)} P_{i\pi} \left(\frac{l_\pi}{l_\pi + l_\Pi} \right)^2, \end{aligned} \right\} \quad (6.38)$$

причем при рассмотрении сечения $D - D$ полагаем:

$$H_{i\pi} = K_{i\pi} = 0; \quad K_{i\pi} = K_{iF}; \quad l_\pi = l_1;$$

$$l_\pi = l_2; \quad H_{ki}^{(n)} = P_{i\pi} = 0; \quad P_{i\pi} = P_{iF},$$

а при расчете сечения $F - F$ принимаем:

$$K_{i\pi} = K_{iD}; \quad K_{i\pi} = K_{iB}; \quad l_\pi = l_2;$$

$$l_\pi = l_3; \quad P_{i\pi} = P_{iD}; \quad P_{i\pi} = P_{iB}.$$

В формулах (6.38) величины $H_{i\pi}$, $H_{i\pi}$, $H_{ki}^{(n)}$, $H_{ki}^{(n)}$ представляют собой вертикальные давления и углы закручивания в опорных сечениях слева и справа от рассматриваемого сечения и они принимаются положительными, если по направлению совпадают с действием сил P и T . Значения K'_i и P'_i равны нулю, если рассматриваемое сечение расположено над опорой.

Учитывая полученные значения K'_i и P'_i , можно построить новые линии влияния H_i и H_{ki} для опорных сечений $D - D$ и $F - F$, которые и будут окончательными. По этим линиям влияния определяют коэффициенты поперечной установки. При определении поперечного распределения нагрузки в сечениях между опорами находят вначале значения K_i , P_i с учетом податливости опорных сечений. Так, например, для сечения в пролете l_2 имеем (рис. 6.17, г):

$$\left. \begin{aligned} K_i &= K_{i0} + H_{i\pi} K_{i\pi} \left(\frac{l_2 - x}{l_2} \right)^2 + H_{i\pi} K_{i\pi} \left(\frac{x}{l_2} \right)^2; \\ P_i &= P_{i0} + H_{ki}^{(n)} P_{i\pi} \left(\frac{l_2 - x}{l_2} \right)^2 + H_{ki}^{(n)} P_{i\pi} \left(\frac{x}{l_2} \right)^2, \end{aligned} \right\} \quad (6.39)$$

где K_{i0} и P_{i0} — прогиб от силы $P = 1$ и угол закручивания от момента $T = 1$ в балке пролетом l_2 при шарнирном для деформаций опирании по ее концам.

Для условных балок с пролетом $E - D$ податливым считается только одно сечение $D - D$.

С использованием формул (6.13) — (6.19) и учетом полученных значений K_i и Π_i строят линии влияния H_i и $H_{\kappa i}$.

Таким образом могут быть получены поверхности влияния H_i и $H_{\kappa i}$. При расчете сечений над промежуточными опорами ($D - D$, $F - F$, $S - S$ на рис. 6.17) рабочую ширину b_{ef} (см. рис. 6.17, в) для определения момента инерции I_p по формуле (6.37) можно принимать равной.

$$b_{ef} \approx \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{6} \right) (l_{\text{л}} + l_{\text{п}}),$$

а на участках между опорами — $b_{ei} \approx b$ (см. рис. 6.17, з).

Учет податливости сечений над промежуточными столбчатыми опорами существенно не уточняет коэффициент поперечной установки, и поэтому во многих случаях формулы (6.38) и (6.39) могут быть упрощены, принимая

для надопорных сечений $K'_i = K_i$; $\Pi'_i = \Pi_i$,

для сечений между опорами $K_i = K_{i0}$; $\Pi_i = \Pi_{i0}$.

Представленный метод расчета можно распространить на криволинейные плитные пролетные строения, а также несущие ребристые и коробчатые конструкции, опирающиеся в отдельных точках на промежуточные опоры.

КРУЧЕНИЕ КОРОБЧАТЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭСТАКАД

7.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При расчете на кручение коробчатых пролетных строений железобетонных эстакад, которые можно рассматривать тонкостенным стержнем, в большинстве случаев считают справедливой гипотезу о недеформируемости контура поперечных сечений, принятой в теории А.А. Уманского. Заметим, что контур поперечного сечения образуется средними линиями (рис. 7.1, а), проведенными в элементах поперечного сечения. В соответствии с указанной гипотезой эксцентрично приложенная нагрузка P вызывает равномерный изгиб (рис. 7.1, б) и закручивание поперечных сечений пролетного строения (рис. 7.1, в).

Приведенная на рис. 7.1 схема будет справедлива в том случае, когда конструктивно обеспечена недеформируемость контура поперечных сечений за счет устройства определенного числа промежуточных диафрагм или за счет такого утолщения стенок и плит, при котором изгибом из их плоскости можно пренебречь.

Во многих современных коробчатых пролетных строениях железобетонных эстакад диафрагмы устраивают только в опорных сечениях, а стенки и плиты сечений обладают малой изгибной жесткостью. При этих условиях сечение коробчатых пролетных строений под действием эксцентрично приложенной нагрузки будет не только изгибаться и закручиваться, но также получать искажения контура. В данной главе будем рассматривать искажения или деформации контура, вызванные только крутящей нагрузкой $\bar{T} = Pe$, являющейся составляющей внешней эксцентрично приложенной нагрузки (см. рис. 7.1, в).

Предположим теперь, что коробчатое пролетное строение имеет диафрагмы только в опорных сечениях и загружено в плоскостях стенок распределенной по некоторому закону нагрузкой $\frac{p(x)}{2}$, приводящейся к закручивающейся нагрузке (рис. 7.2, а, б)

$$\bar{m}(x) = \frac{p(x)}{2} a.$$

Эта нагрузка может быть представлена совокупностью двух групп сил, одна из которых вызывает стесненное кручение с сохранением формы поперечного сечения (рис. 7.2, в), а другая — кососимметричные деформации контура (рис. 7.2, г). Таким образом, считая справедливым принцип независимости действия сил, расчет коробчатых пролетных строений с деформируемым контуром на действие крутящей нагрузки может выполняться в два этапа: на первом расчет ведут от действия закручивающей группы сил, приводящейся к внешней крутящей нагрузке, на основе теории тонкостенных стержней А. А.

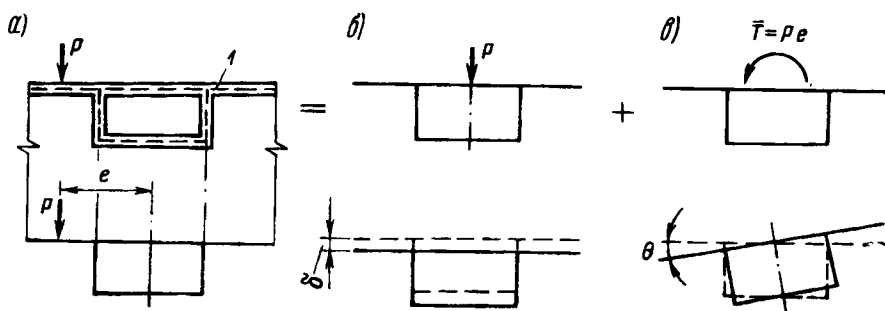


Рис. 7.1. Схема воздействия эксцентричной нагрузки на сечения коробчатых пролетных строений:

1 — срединные линии поперечного сечения

Уманского, а на втором — от самоуравновешенной группы сил (см. рис. 7.2, з) — по методике, изложенной ниже.

Как видно из рис. 7.2, з, деформирующая группа сил представляет собой систему двух равных по значению пар сил разных знаков. Каждую такую пару сил по аналогии с крутящим моментом будем в дальнейшем называть деформирующим моментом. Под действием кру-

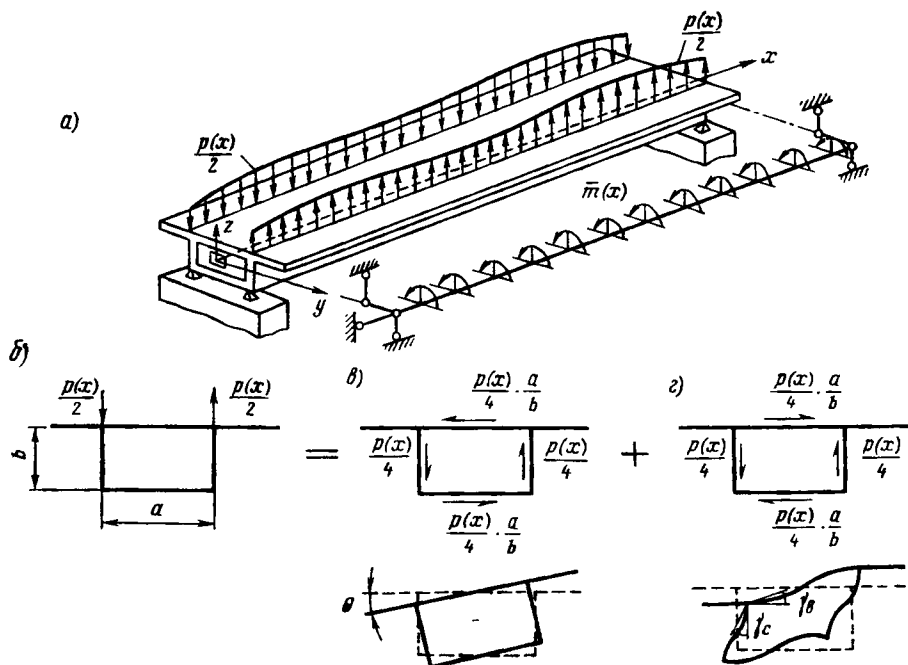


Рис. 7.2. Схема воздействия внешней закручивающей пары на сечения коробчатых пролетных строений

тящей нагрузки происходит закручивание сечений пролетного строения на угол $\theta(x)$, а под действием деформирующей нагрузки контур поперечных сечений искажается на угол $\gamma(x)$ (см. рис. 7.2, в, г). При этом для фиксированного сечения справедливо

$$\gamma = \gamma_v + \gamma_c,$$

где γ_v и γ_c — углы поворота верхней плиты и стенки, примыкающей к одному углу контура сечения.

Как известно, работа прямых пролетных строений эстакад на кручение связана с воздействием на них временной подвижной крутящей нагрузки и толпы на тротуарах. В криволинейных эстакадах закручивание происходит и от нагрузок, симметрично прикладываемых в поперечном направлении. Для определения значения как внешней крутящей нагрузки, так и деформирующей должны быть построены линии влияния крутящих моментов $\bar{T}$ и деформирующих $\tilde{M}$ в поперечном сечении рассчитываемого пролетного строения (рис. 7.3). Загружая линию влияния крутящего момента $\bar{T}$ (рис. 7.3, б), получаем внешние крутящие моменты от временной подвижной нагрузки (НК-80 или тележки в составе нагрузки АК) и толпы на тротуарах по следующим формулам:

$$\bar{T} = 0,5P \sum_i \bar{z}_i; \quad (7.1)$$

$$\bar{m}_T = \bar{\rho} \bar{\omega}_T,$$

где P — давление на ось подвижной нагрузки; $\bar{z}_i$ — ординаты линии влияния крутящего момента $\bar{T}$; $\bar{\rho}$ — интенсивность нагрузки от толпы на тротуарах; $\bar{\omega}_T$ — площадь участка линии влияния $\bar{T}$ под тротуаром.

От действия нагрузки v , равномерно распределенной вдоль пролета (учитываемой в составе нагрузки АК или эквивалентной от одиночной нагрузки НК-80), интенсивность внешних крутящих моментов

$$\bar{m} = 0,5v \sum_i \bar{z}_i. \quad (7.2)$$

Для сечений, у которых толщина стенок превышает толщину верхней и нижней плит, линия влияния внешнего деформирующего момента $\tilde{M}$ имеет вид, показанный на рис. 7.3, в. В противном случае линия влияния $\tilde{M}$ имеет вид, приведенный на рис. 7.3, г. На рис. 7.3, в, г

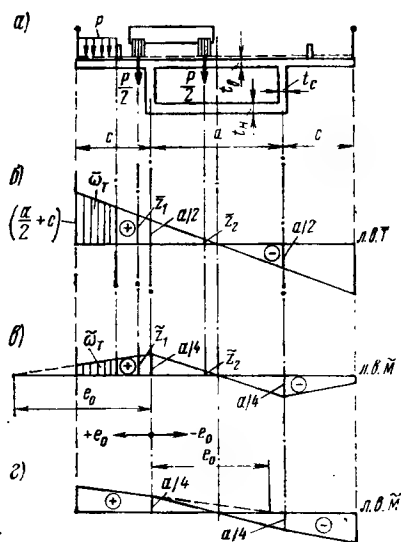


Рис. 7.3. Линии влияния крутящих и деформирующих моментов

через e_0 обозначена координата точки, в которой продолжение участка линии влияния $\tilde{M}$ в пределах консольных свесов плиты пересекает горизонтальную линию. Координату e_0 определяют из формулы

$$e_0 = \frac{a}{2N}, \quad (7.3)$$

где a — ширина контура поперечного сечения;

$$N = 2 \frac{1 + \frac{3}{K_1}}{1 + \frac{2}{K_1} + \frac{2}{K_2} + \frac{3}{K_1 K_2}} - 1; \quad K_1 = \frac{a}{b} \frac{t_c^3}{t_n^3};$$

$$K_2 = \frac{a}{b} \frac{t_c^3}{t_b^3};$$

t_c, t_n, t_b — толщины элементов поперечного сечения (см. рис. 7.3, а).

Деформирующие моменты от одиночной колесной нагрузки или тележки, а также от толпы на тротуарах определяют с использованием линий влияния $\tilde{M}$ по формулам, аналогичным (7.1):

$$\left. \begin{aligned} \tilde{M} &= 0,5P \sum_i \tilde{z}_i; \\ \tilde{m}_T &= \tilde{\rho} \omega_T. \end{aligned} \right\} \quad (7.4)$$

При воздействии равномерно распределенной нагрузки v интенсивность внешнего деформирующего момента

$$\tilde{m} = 0,5v \sum_i \tilde{z}_i. \quad (7.5)$$

В формулах (7.4) и (7.5) обозначения приняты такими же, как в формулах (7.1) и (7.2).

Крутящие и деформирующие нагрузки следует определять по соответствующим линиям влияния при одном и том же расположении временной нагрузки в поперечном сечении рассчитываемого пролетного строения.

При расчете коробчатых пролетных строений на первом этапе считаются справедливыми гипотезы, принятые в теории А. А. Уманского. На втором этапе расчета гипотезу о недеформируемости контура отбрасывают и пролетное строение рассматривают в виде тонкостенной системы, состоящей из бесконечного числа поперечных изгибаемых элементарных рам, имеющих в продольном направлении безмоментную структуру. Деформациями сдвига плит и стенок пренебрегают. Распределение напряжений от одной грани к другой принимают линейным. Предполагают также, что кососимметричные искажения контура поперечного сечения балок обусловлены только внешней нагрузкой, а точки перегиба плит и стенок при деформациях контура находятся в их серединах.

Условия воздействия временной нагрузки, а также способы опирания пролетных строений обычно таковы, что свободное протекание деформаций поперечных сечений невозможно, и поэтому пролетные строения, помимо изгиба, еще находятся в состоянии стесненного кручения. От действия внешнего крутящего момента в сечениях коробчатого пролетного строения возникают внутренние усилия, называемые бимоментом B_ω , и соответствующие им нормальные напряжения стесненного кручения σ_ω . Кроме того, в сечениях пролетного строения создаются касательные напряжения свободного и стесненного кручений τ_t и τ_ω , равнодействующими которых соответственно являются момент свободного кручения M_t и изгибно-крутящий момент M_ω .

Задача отыскания указанных усилий сводится к решению дифференциального уравнения угла закручивания (6.4).

Решение неоднородного дифференциального уравнения (6.4) по методу начальных параметров имеет вид

$$\theta(x) = \theta(0) + \frac{\mu\beta(0)}{k} \operatorname{sh} kx + \frac{B_\omega(0)}{GI_t} (1 - \operatorname{ch} kx) + \frac{T_x(0)}{kGI_t} (kx - \mu \operatorname{sh} kx) + \theta^*(x), \quad (7.6)$$

где $\theta(0)$, $\beta(0)$, $B_\omega(0)$, $T_x(0)$ — начальные параметры (угол закручивания, мера деформации, бимомент и полный крутящий момент); μ — коэффициент деформации сечения; k — изгибно-крутильная характеристика; x — текущая координата сечения; G — модуль сдвига; I_t — момент инерции сечения на кручение; $\theta^*(x)$ — значение угла закручивания, являющееся частным решением дифференциального уравнения (6.4), учитывающего характер внешней нагрузки, ее расположение в пролете и условия закрепления.

Учитывая зависимость

$$B_\omega(x) = -EI_\omega \beta'(x), \quad (7.7)$$

где I_ω — главный секториальный момент инерции сечения.

можно получить выражение для бимомента в любом сечении коробчатого пролетного строения. Между мерой деформации β и углом закручивания при этом существует следующая зависимость:

$$\beta(x) = \frac{1}{\mu} \left[\theta'(x) - \frac{T_x(x)}{GI_\rho} \right], \quad (7.8)$$

где $\theta'(x)$ — производная угла закручивания; $T_x(x)$ — полный крутящий момент; I_ρ — полярный момент инерции.

Принимая во внимание, что

$$M_\omega(x) = \frac{dB_\omega(x)}{dx}, \quad (7.9)$$

можно получить выражение для изгибно-крутящего момента в любом сечении пролетного строения.

Наконец, используя уравнение равновесия

$$T_x(x) = M_t(x) + M_\omega(x), \quad (7.10)$$

можно получить выражение для момента свободного кручения $M_t(x)$. По найденным усилиям и геометрическим характеристикам нормальные и касательные напряжения в одноконтурных сечениях коробчатых пролетных строений определяют по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\omega} &= \frac{B_{\omega}}{I_{\omega}} \bar{\omega}; \\ \tau_t &= \tau_t + \tau_{\omega} = \frac{M_t}{\Omega t} + \frac{M_{\omega} \bar{S}_{\omega}}{I_{\omega} t}, \end{aligned} \right\} \quad (7.11)$$

где $\bar{\omega}$ — главная секториальная координата; τ_t и τ_{ω} — касательные напряжения соответственно от свободного и стесненного кручения; Ω — удвоенная площадь контура сечения; t — толщина элементов поперечного сечения; $\bar{S}_{\omega}$ — главный секториальный статический момент.

Заметим, что стесненное кручение не сопровождается изгибом относительно главных осей y и z в том случае, когда закручивание пролетного строения происходит вокруг оси, проходящей через так называемый центр кручения. Для симметричного относительно вертикальной оси поперечного сечения (рис. 7.4) координата центра кручения по отношению к центру тяжести

$$z_K = \frac{\oint \omega_0 y dA}{I_z}, \quad (7.12)$$

где ω_0 — главная секториальная координата при расположении полюса в центре тяжести сечения; dA — приращение площади поперечного сечения; I_z — момент инерции сечения относительно оси z .

Координата центра кручения по отношению к срединной плоскости верхней плиты, выраженная через геометрические параметры поперечного сечения,

$$z_K = \frac{1}{t_H a_2^3 + t_B a_0^3 + 2t_C (a_1^2 + a_1 a_2 + a_2^2) b_1} \times \\ \times \left\{ \frac{a_2^3 - a_1^3}{12} + \frac{b_1}{2} \left[\frac{t_H a_2^2}{t_C} + \frac{t_C a_1}{t_B} (a_1 + a_2) \right] + \frac{b_1^2}{3} (a_1 + 2a_2) + \frac{a_1}{4} \left[\frac{t_H a_2^2}{t_B} + a_0^2 \right] \right. \\ \left. \times \frac{\frac{a_1}{t_B} + \frac{a_2}{t_H} + 2 \frac{b_1}{t_C}}{6b(a_1 + a_2) - \frac{t_H b a_2^2}{2} (3a_1 + a_2) - t_C b b_1 a_1 (a_1 + 2a_2)} \right\}.$$

В этой формуле

$$b_1 = b \sqrt{1 + \frac{a_1 - a_2}{2b}}.$$

Для рассматриваемой точки контура поперечного сечения главная секториальная координата находится как

$$\bar{\omega}(s) = \omega(s) - \frac{\Omega}{\oint \frac{ds}{t}} \int_0^s \frac{ds}{t}, \quad (7.13)$$

где $\omega(s)$ — секторная координата, численно равная удвоенной площади фигуры, заключенной между начальным и конечным радиусами-векторами и средней линией (на рис. 7.4 секторальная координата точки D_1 — голяника OD_0D_1); ds — приращение к

Геометрические характеристики $I_{\bar{\omega}}$ и $S_{\bar{\omega}}$ при заданных размерах поперечных сечений вычисляют по формулам:

$$I_{\bar{\omega}} = \oint \bar{\omega}^2 dA; \quad (7.14)$$

$$\bar{S}_{\omega} = \frac{\oint S_{\omega} d\bar{\omega}}{\Omega} - S_{\omega}, \quad (7.15)$$

где $S_{\bar{\omega}} = \int \bar{\omega} dA$ — секториальный момент сечения.

Момент инерции свободного кручения для коробчатых сечений с консольными свесами верхней плиты

$$I_t = \frac{\Omega^2}{\oint \frac{ds}{t}} + \frac{1}{3} \sum_i c_i t_i^3, \quad (7.16)$$

где c_i и l_i — соответственно длина и толщина свесов плиты.

Для сечения, приведенного на рис. 7.4, можно записать, что

$$I_t = \frac{b^2 (a_1 + a_2)^2}{\frac{a_1}{t_n} + \frac{a_2}{t_H} + 2 \frac{b}{t_c} \sqrt{1 + \left(\frac{a_1 - a_2}{2b}\right)^2}} + \frac{1}{3} (a_0 - a_1) t_n^3.$$

Направленный полярный момент инерции I_p представляет собой интеграл вида

$$I_{\rho} = \oint r^2 dA, \quad (7.17)$$

где r — перпендикуляр, опущенный из центра кручения на соответствующий элемент поперечного сечения (см. рис. 7.4).

При определении изгибно-крутильных факторов в сечениях коробчатых пролетных строений железобетонных эстакад могут быть рекомендованы формулы, приведенные в табл. 7.1 для однопролетных расчетных схем. Шарнирные для депланаций закрепления в расчетных схемах соответствуют балочным несущим конструкциям, имеющим

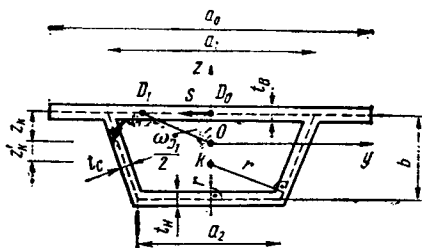


Рис. 7.4. Схема для определения геометрических характеристик коробчатого поперечного сечения

секториальной координата точки D_1 контура равна удвоенной площади треугольника OD_0D_1); ds — приращение координаты s точек срединной линии.

Геометрические характеристики $I_{\bar{\omega}}$ и $S_{\bar{\omega}}$ при заданных размерах поперечных сечений вычисляют по формулам:

$$I_{\bar{\omega}} = \oint \bar{\omega}^2 dA; \quad (7.14)$$

$$\bar{S}_{\omega} = \frac{\oint S_{\omega} d\bar{\omega}}{\Omega} - S_{\omega}, \quad (7.15)$$

где $S_{\bar{\omega}} = \int \bar{\omega} dA$ — секториальный момент сечения.

Момент инерции свободного кручения для коробчатых сечений с консольными свесами верхней плиты

$$I_t = \frac{\Omega^2}{\oint \frac{ds}{t}} + \frac{1}{3} \sum_i c_i t_i^3, \quad (7.16)$$

где c_i и l_i — соответственно длина и толщина свесов плиты.

Для сечения, приведенного на рис. 7.4, можно записать, что

$$I_t = \frac{b^2 (a_1 + a_2)^2}{\frac{a_1}{t_n} + \frac{a_2}{t_H} + 2 \frac{b}{t_c} \sqrt{1 + \left(\frac{a_1 - a_2}{2b}\right)^2}} + \frac{1}{3} (a_0 - a_1) t_n^3.$$

Направленный полярный момент инерции I_p представляет собой интеграл вида

$$I_{\rho} = \oint r^2 dA, \quad (7.17)$$

где r — перпендикуляр, опущенный из центра кручения на соответствующий элемент поперечного сечения (см. рис. 7.4).

При определении изгибно-крутильных факторов в сечениях коробчатых пролетных строений железобетонных эстакад могут быть рекомендованы формулы, приведенные в табл. 7.1 для однопролетных расчетных схем. Шарнирные для депланаций закрепления в расчетных схемах соответствуют балочным несущим конструкциям, имеющим

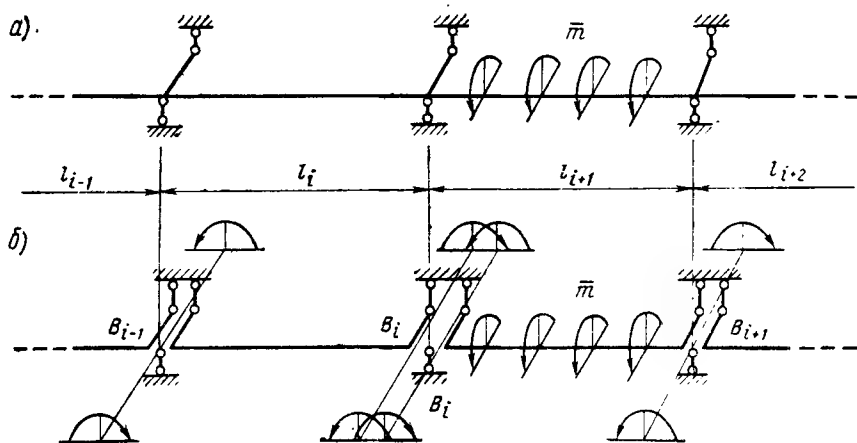


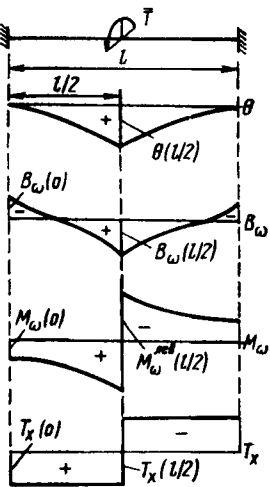
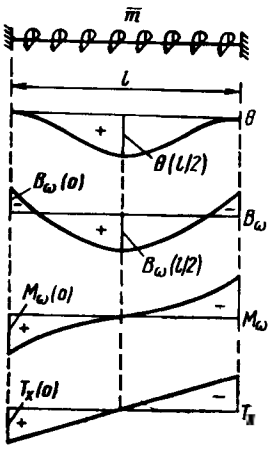
Рис. 7.5. Расчетная схема и основная система балочно-неразрезного пролетного строения при расчете на стесненное кручение

в опорных сечениях гибкие диафрагмы. Заделка при расчете на кручение обеспечивается в случае устройства в опорных сечениях жестких диафрагм. В железобетонных эстакадах за гибкую может быть принята диафрагма, толщина которой не превышает 0,1 высоты контура сечения.

Для определения изгибно-крутящих усилий и перемещений в неразрезных пролетных строениях (рис. 7.5, а) применяют выражения вида

$$\begin{aligned}
 \theta(x) &= \theta^0(x) + \frac{\mu B_{\omega}^{\text{псв}}}{k^2 EI_{\omega}} \left[\frac{l-x}{l} - \frac{\text{sh } k(l-x)}{\text{sh } kl} \right] + \\
 &+ \frac{\mu B_{\omega}^{\text{пп}}}{k^2 EI_{\omega}} \left[\frac{x}{l} - \frac{\text{sh } kx}{\text{sh } kl} \right]; \\
 \beta(x) &= \beta^0(x) - \frac{\mu B_{\omega}^{\text{псв}}}{k EI_{\omega}} \left[\frac{1}{kl} - \frac{\text{ch } k(l-x)}{\mu \text{sh } kl} \right] + \\
 &+ \frac{\mu B_{\omega}^{\text{пп}}}{k EI_{\omega}} \left[\frac{1}{kl} - \frac{\text{ch } kx}{\mu \text{sh } kl} \right]; \\
 B_{\omega}(x) &= B_{\omega}^0(x) + B_{\omega}^{\text{псв}} \frac{\text{sh } k(l-x)}{\text{sh } kl} + B_{\omega}^{\text{пп}} \frac{\text{sh } kx}{\text{sh } kl}; \\
 M_{\omega}(x) &= M_{\omega}^0(x) - B_{\omega}^{\text{псв}} \frac{k \text{ch } k(l-x)}{\text{sh } kl} + B_{\omega}^{\text{пп}} \frac{k \text{ch } kx}{\text{sh } kl}; \\
 T_x(x) &= T_x^0(x) + \frac{1}{l} (B_{\omega}^{\text{пп}} - B_{\omega}^{\text{псв}}); \\
 M_t(x) &= T_x(x) - M_{\omega}(x),
 \end{aligned} \tag{7.18}$$

Схемы нагружения и эпюры	Формулы
	$\theta(l/2) = \frac{\bar{T}l}{4GI_t} \left(1 - \frac{2\mu}{kl} \right);$ $B_{\omega}(l/2) = \frac{\mu \bar{T}}{2k};$ $M_{\omega}(0) = -\frac{\mu \bar{T}}{2 \operatorname{ch} \frac{kl}{2}};$ $M_{\omega}^{\text{лев}}(l/2) = -M_{\omega}^{\text{прав}}(l/2) = \frac{\mu \bar{T}}{2};$ $T_x(0) = T_x^{\text{лев}}(l/2) = \frac{\bar{T}}{2}.$
	$\theta(l/2) = \frac{\bar{m}l^2}{8GI_t} \left(1 - \frac{8\mu}{k^2 l^2} \right);$ $B_{\omega}(l/2) = \frac{\mu \bar{m}}{k^2};$ $M_{\omega}(0) = -M_{\omega}(l) = \frac{\mu \bar{m}}{k};$ $T_x(0) = -T_x(l) = \frac{\bar{m}l}{2}.$
	$\alpha = \left(kl \operatorname{ch} \frac{kl}{2} - 2\mu \operatorname{sh} \frac{kl}{2} \right) \left(\operatorname{ch} \frac{kl}{2} - 1 \right);$ $\gamma = \frac{kl}{2} \operatorname{sh} kl - \mu (\operatorname{ch} kl - 1);$ $\theta(l/2) = \frac{\bar{T}}{kGI_t} \times$ $\times \frac{\gamma \left(\frac{kl}{2} - \mu \operatorname{sh} \frac{kl}{2} \right) - \alpha \mu \left(1 - \operatorname{ch} \frac{kl}{2} \right)}{2\mu (1 - \operatorname{ch} kl) + kl \operatorname{sh} kl};$

Схемы нагружения и эпюры	Формулы
	$B_{\omega}(0) = -\frac{\mu \bar{T}}{k} \frac{\alpha}{2\mu(1 - \operatorname{ch} kl) + kl \operatorname{sh} kl};$ $B_{\omega}(l/2) = \frac{\mu \bar{T}}{k} \times$ $\gamma \operatorname{sh} \frac{kl}{2} - \alpha \operatorname{ch} \frac{kl}{2} \times \frac{1}{2\mu(1 - \operatorname{ch} kl) + kl \operatorname{sh} kl};$ $M_{\omega}(0) = \mu \bar{T} \frac{\gamma}{2\mu(1 - \operatorname{ch} kl) + kl \operatorname{sh} kl};$ $M_{\omega}(l/2) =$ $= \mu \bar{T} \frac{\gamma \operatorname{ch} \frac{kl}{2} - \alpha \operatorname{sh} \frac{kl}{2}}{2\mu(1 - \operatorname{ch} kl) + kl \operatorname{sh} kl};$ $T_x(0) = T_x(l/2) = \frac{\frac{kl}{2} \operatorname{sh} kl - \mu(\operatorname{ch} kl - 1)}{2\mu(1 - \operatorname{ch} kl) + kl \operatorname{sh} kl}.$
	$\theta(l/2) = \frac{\bar{m}}{k^2 G I_t} \left[\frac{k^2 l^2}{8} - \frac{\mu kl}{2} \left(\operatorname{sh} \frac{kl}{2} + \right. \right.$ $\left. \left. + \frac{(1 + \operatorname{ch} kl) kl - \mu \operatorname{sh} kl}{2\mu(1 - \operatorname{ch} kl) + kl \operatorname{sh} kl} \right) \right];$ $B_{\omega}(0) = \frac{\mu \bar{m}}{k^2} \times$ $\times \left[1 - \frac{kl}{2} \frac{(1 + \operatorname{ch} kl) kl - \mu \operatorname{sh} kl}{2\mu(1 - \operatorname{ch} kl) + kl \operatorname{sh} kl} \right];$ $B_{\omega}(l/2) = \frac{\mu \bar{m}}{k^2} \left[1 - \frac{kl}{2} \left(\operatorname{sh} \frac{kl}{2} + \right. \right.$ $\left. \left. + \frac{(1 + \operatorname{ch} kl) kl - \mu \operatorname{sh} kl}{2\mu(1 - \operatorname{ch} kl) + kl \operatorname{sh} kl} \right) \right];$ $M_{\omega}(0) = \frac{\mu \bar{m} l}{2} \left[1 - \frac{(1 + \operatorname{ch} kl) kl - \mu \operatorname{sh} kl}{2\mu(1 - \operatorname{ch} kl) + kl \operatorname{sh} kl} \right];$ $T_x(0) = \frac{\bar{m} l}{2}.$

где l — длина пролета, в котором определяют усилия и перемещения; $\theta^0(x)$, $\beta^0(x)$, $B_\omega^0(x)$, $M_\omega^0(x)$, $T_x^0(x)$ — кинематические и силовые изгибно-крутящие факторы от заданной крутящей нагрузки в однопролетной балке (см. табл. 7.1); $B_\omega^{\text{лев}}$ и $B_\omega^{\text{пр}}$ — опорные бимоменты соответственно над левой и правой опорами загруженного пролета.

Опорные бимоменты определяют из трехчленного уравнения, которое при постоянной изгибно-крутильной жесткости EI_ω во всех пролетах запишут следующим образом:

$$B_{i-1} l_i \varphi_i + 2B_i (l_i \varphi_i + l_{i+1} \varphi_{i+1}) + B_{i+1} l_{i+1} \varphi_{i+1} = 6EI_\omega (\bar{\beta}_i^{\text{пр}} - \bar{\beta}_{i+1}^{\text{лев}}), \quad (7.19)$$

где B_{i-1} , B_i и B_{i+1} — неизвестные опорные бимоменты (рис. 7.5, б);

$$\varphi_i = \frac{3\mu}{kl_i} \left(\frac{\text{ch } kl_i}{\mu \text{ sh } kl_i} - \frac{1}{kl_i} \right); \quad \varphi_{i+1} = -\frac{6\mu}{kl_i} \left(\frac{1}{\mu \text{ sh } kl_i} - \frac{1}{kl_i} \right);$$

$\bar{\beta}_i^{\text{пр}}$ и $\bar{\beta}_{i+1}^{\text{лев}}$ — меры депланаций над i -й опорой i -го и $i+1$ -го пролетов длиной l_i и l_{i+1} от закручивающей нагрузки, расположенной в соответствующем пролете.

Уравнение (7.19) справедливо при шарнирном для депланации закреплении крайней опоры. Для случаев загрузки пролета равномерно распределенной и сосредоточенной крутящей нагрузками (рис. 7.6., а, б) выражения для вычисления меры депланации следующие:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\beta}(x) &= \frac{\bar{m}}{kGI_t} \left[k \left(\frac{l}{2} - x \right) - \frac{\text{sh } k \left(\frac{l}{2} - x \right)}{\text{ch } \frac{kl}{2}} \right]; \\ \bar{\beta}(x) &= \frac{\bar{T}}{GI_t} \left[\frac{l-u}{l} - \frac{\text{sh } k(l-u)}{\text{sh } kl} \text{ch } kx \right] \text{ при } 0 \leq x \leq u; \\ \bar{\beta}(x) &= \frac{\bar{T}}{GI_t} \left[-\frac{u}{l} + \frac{\text{sh } ku}{\text{sh } kl} \text{ch } k(l-x) \right] \text{ при } u \leq x \leq l. \end{aligned} \right\} \quad (7.20)$$

При расчетах неразрезных пролетных строений можно воспользоваться формулами для определения величин θ , B_ω , M_ω и T_x в характерных сечениях (табл. 7.2). Учитывая особенности геометрических

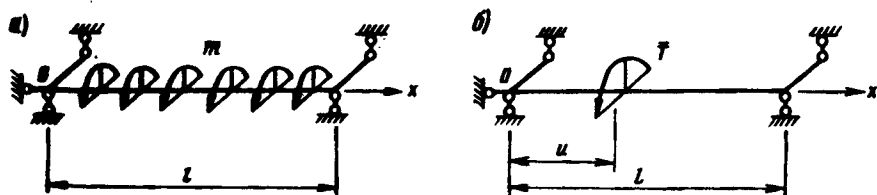
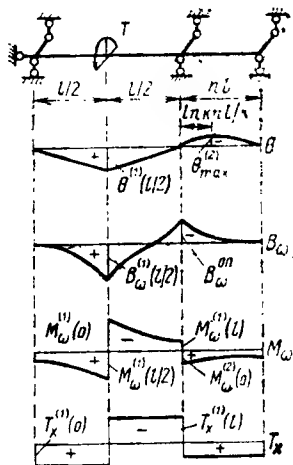


Рис. 7.6. Расчетные схемы для определения меры депланации

Схемы нагружения и эпюры

Формулы



$$\theta^{(1)}(l/2) = \frac{\bar{T}}{2GI_t} \left[l \left(\frac{1}{2} - \mu \xi_1 \right) - \frac{\mu}{k} \right];$$

$$\theta_{\max}^{(2)} = -\frac{\mu \bar{T}}{GI_t} l \xi_1 \left(1 - \frac{1 + \ln knl}{knl} \right);$$

$$B_\omega^{(1)}(l/2) = \frac{\mu \bar{T}}{2k}; \quad B_\omega^{\text{on}} = -\mu \bar{T} l \xi_1;$$

$$M_\omega^{(1)}(0) = \mu \bar{T} e^{-\frac{kl}{2}}; \quad M_\omega^{(1)}(l/2) = \pm \frac{\mu \bar{T}}{2};$$

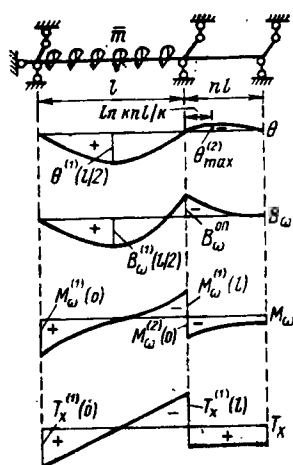
$$M_\omega^{(1)}(l) = -\mu \bar{T} \left(kl \xi_1 + e^{-\frac{kl}{2}} \right);$$

$$M_\omega^{(2)}(0) = \mu \bar{T} kl \xi_1;$$

$$T_x^{(1)}(0) = \bar{T} \left(\frac{1}{2} - \mu \xi_1 \right);$$

$$T_x^{(1)}(l) = -\bar{T} \left(\frac{1}{2} + \mu \xi_1 \right);$$

$$\xi_1 = \frac{n}{2[2knl - \mu(1+n)]}.$$



$$\theta^{(1)}(l/2) = \frac{\bar{m} l^2}{8GI_t} \left[1 - \frac{2\mu(k\rho_1 l + 4)}{k^2 l^2} \right];$$

$$\theta_{\max}^{(2)} = -\frac{\mu \bar{m}}{2kGI_t} l \rho_1 \left(1 - \frac{1 + \ln knl}{knl} \right);$$

$$B_\omega^{(1)}(l/2) = \frac{\mu \bar{m}}{k^2}; \quad B_\omega^{\text{on}} = -\frac{\mu \bar{m}}{2k} l \rho_1;$$

$$M_\omega^{(1)}(0) = \frac{\mu \bar{m}}{k};$$

$$M_\omega^{(1)}(l) = -\frac{\mu \bar{m}}{k} \left(1 + \frac{kl}{2} \rho_1 \right);$$

$$M_\omega^{(2)}(0) = \frac{\mu \bar{m}}{2} l \rho_1;$$

Схемы загрузки и эпюры	Формулы
	$M_{\omega}^{(2)}(l) = \mu \bar{m} l \rho_1 e^{-kn l};$ $T_x^{(1)}(0) = \frac{\bar{m} l}{2} \left(1 - \frac{\mu}{kl} \rho_1 \right);$ $T_x^{(1)}(l) = -\frac{\bar{m} l}{2} \left(1 + \frac{\mu}{kl} \rho_1 \right);$ $\rho_1 = \frac{n(kl-2)}{2kn l - \mu(1+n)}.$

характеристик сечений коробчатых пролетных строений эстакад, при выводе формулы было принято:

$$\frac{\text{sh } kl}{\text{ch } kl} \approx 1; \quad 1 \pm \frac{1}{\text{sh } kl} \approx 1; \quad 1 \pm \frac{1}{\text{ch } kl} \approx 1.$$

Приведенные в табл. 7.2 формулы могут быть использованы и для случаев расположения крутящей нагрузки в пролете длиной nl . Тогда в формулах следует заменить kl на $kn l$ и наоборот. Заметим, что при расчете на стесненное кручение многопролетных балочных конструкций в большинстве случаев достаточно применить двухпролетную расчетную схему и в редких случаях — трехпролетную.

Приведенное уравнение (7.19), а также выражения (7.18) позволяют получить линии влияния усилий и перемещений от стесненного кручения. Действительно, получив из уравнения (7.19) опорный бимомент и заменив затем $\bar{T}$ единичным крутящим моментом, а расстояние от крайней левой опоры до единичного момента считая величиной переменной (рис. 7.7), выражение для линии влияния опорного бимомента в левом пролете будет записано так:

$$\text{л. в. } B_{\omega}^{\text{оп}(1)} = -\frac{\mu n l}{2kn l - \mu(1+n)} \left(\frac{x}{l} - \frac{\text{sh } kx}{\text{sh } kl} \right). \quad (7.21)$$

Аналогично можно записать выражение для линии влияния опорного бимомента в правом пролете, т. е.

$$\begin{aligned} \text{л. в. } B_{\omega}^{\text{оп}(2)} &= -\frac{\mu n l}{2kn l - \mu(1+n)} \times \\ &\times \left[\frac{nl-x}{nl} - \frac{\text{sh } k(nl-x)}{\text{sh } kn l} \right]. \end{aligned} \quad (7.22)$$

Через линии влияния опорных бимоментов с использованием фор-

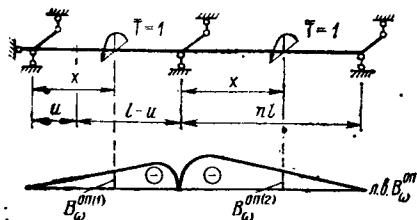


Рис. 7.7. Схемы для построения линии влияния опорного бимомента

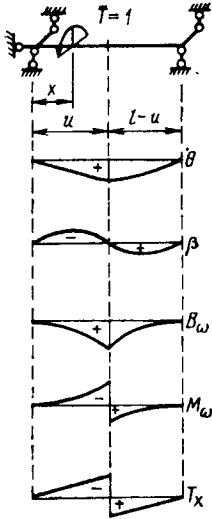
мул (7.18) можно построить линии влияния изгибно-крутящих факторов в любом сечении неразрезного пролетного строения. Необходимые при этом линии влияния и формулы для их построения в разрезной балке приведены в табл. 7.3.

При расчете на стесненное кручение средних участков коробчатых пролетных строений, для которых $kl > 10$, могут быть рекомендованы формулы для построения линий влияния усилий как в бесконечно длинной балке, т. е.

$$\left. \begin{aligned} \text{л. в. } B_{\omega} &= \frac{\mu}{2k} e^{-kx}; \\ \text{л. в. } M_{\omega} &= -\frac{\mu}{2} e^{-kx}. \end{aligned} \right\} \quad (7.23)$$

При этом начало координат должно быть расположено в середине пролета балки.

Таблица 7.3

Линии влияния	Формулы
	$0 \leq x \leq u$ $\theta = \frac{\mu}{k^2 EI_{\omega}} \left[\frac{l-u}{l} x - \frac{\mu}{k} \frac{\operatorname{sh} k(l-u)}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{sh} kx \right];$ $\beta = -\frac{\mu}{k^2 EI_{\omega}} \left[\frac{x}{l} - \frac{\operatorname{ch} k(l-u)}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{sh} kx \right];$ $B_{\omega} = \frac{\mu}{k} \frac{\operatorname{sh} k(l-u)}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{sh} kx;$ $M_{\omega} = -\mu \frac{\operatorname{ch} k(l-u)}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{sh} kx;$ $T_x = -\frac{x}{l}.$
	$u \leq x \leq l$ $\theta = \frac{\mu}{k^2 EI_{\omega}} \left[\frac{u}{l} (l-x) - \frac{\mu}{k} \frac{\operatorname{sh} ku}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{sh} k(l-x) \right];$ $\beta = -\frac{\mu}{k^2 EI_{\omega}} \left[\frac{l-x}{l} - \frac{\operatorname{ch} ku}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{sh} k(l-x) \right];$ $B_{\omega} = \frac{\mu}{k} \frac{\operatorname{sh} ku}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{sh} k(l-x);$ $M_{\omega} = \mu \frac{\operatorname{ch} ku}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{sh} k(l-x);$ $T_x = \frac{l-x}{l}.$

Изгибно-крутильные факторы θ , β и T_x распространяются вдоль пролетов более плавно, чем B_ω и M_ω , и поэтому расчетная схема в виде бесконечно длинной балки к ним неприменима. Для построения линий влияния θ и β можно воспользоваться приближенными формулами:

$$\left. \begin{aligned} \text{л. в. } \theta &= -\frac{\mu}{2k^2 EI_{\omega}} \left(\frac{l}{2} - x - \frac{\mu e^{-kx}}{k} \right); \\ \text{л. в. } \beta &= -\frac{\mu}{k^2 EI_{\omega}} \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l} - \mu e^{-kx} \right). \end{aligned} \right\} \quad (7.24)$$

Расчет на стесненное кручение железобетонных пролетных строений с переменным сечением, а также балочно-консольных и рамных систем можно найти в специальной литературе [2].

7.3. РАСЧЕТ НА ДЕФОРМАЦИЮ КОНТУРА

Деформации контура поперечного сечения, происходящие под действием группы сил (см. рис. 7.2, з), вызывают появление дополнительных нормальных и касательных напряжений σ_{11} и τ_{11} , которым соответствуют внутренние усилия, называемые деформирующим бимоментом B_{11} и деформирующим моментом M_{11} . Кроме того, вследствие изгиба стенок и плит появляются поперечные изгибающие моменты M_s и соответствующие им нормальные напряжения σ_s .

Для задачи о деформации контура коробчатых сечений справедливо следующее дифференциальное уравнение угла искажения:

$$\gamma^{IV}(x) + 4\lambda_{11} \gamma(x) = \frac{\tilde{m}(x)}{EI_{11}}, \quad (7.25)$$

где $\gamma(x)$ — угол искажения сечения (см. рис. 7.2, з), $\lambda_{11} = \sqrt[4]{\frac{EI_R}{4EI_{11}}}$ — характеристика сечения; EI_R — рамная жесткость поперечного сечения; $\tilde{m}(x)$ — интенсивность деформирующей нагрузки.

Геометрическая характеристика сечения I_{11} в уравнении (7.25) представляет собой интеграл вида

$$I_{11} = \oint \bar{\omega}_{11}^2 dA, \quad (7.26)$$

где $\bar{\omega}_{11}$ — главная координата, аналогичная $\bar{\omega}$, характеризующая закон деформационных перемещений от деформаций контура.

Как и $\bar{\omega}$, величина $\bar{\omega}_{11}$ является секториальной. Решение дифференциального уравнения (7.25) по методу начальных параметров имеет вид

$$\gamma(x) = \gamma(0) A_x + \frac{\gamma'(0)}{\lambda_{11}} B_x - \frac{B_{11}(0)}{\lambda_{11}^3 EI_{11}} C_x - \frac{M_{11}(0)}{\lambda_{11}^3 EI_{11}} D_x + \gamma^*(x), \quad (7.27)$$

где $A_x = \operatorname{ch} \lambda_{11} x \cos \lambda_{11} x$;

$$B_x = \frac{1}{2} (\operatorname{ch} \lambda_{II} x \sin \lambda_{II} x + \operatorname{sh} \lambda_{II} x \cos \lambda_{II} x);$$

$$C_x = \frac{1}{2} \operatorname{sh} \lambda_{II} x \sin \lambda_{II} x;$$

$$D_x = \frac{1}{4} (\operatorname{ch} \lambda_{II} x \sin \lambda_{II} x - \operatorname{sh} \lambda_{II} x \cos \lambda_{II} x);$$

$\gamma(0)$, $\gamma'(0)$, $B_{II}(0)$ и $M_{II}(0)$ — начальные параметры: угол искажения, его первая производная, деформирующий бимомент и деформирующий момент; $\gamma^*(x)$ — член, учитывающий влияние внешней нагрузки.

Выражение для деформирующего бимомента B_{II} получается двойным дифференцированием уравнения (7.27) и при учете зависимости

$$B_{II}(x) = -EI_{II} \gamma''(x). \quad (7.28)$$

Выражение для деформирующего момента получается из предыдущего:

$$M_{II}(x) = \frac{dB_{II}(x)}{dx}. \quad (7.29)$$

При определении $\gamma(x)$, $\gamma'(x)$, $B_{II}(x)$, $M_{II}(x)$ начальные параметры находят из граничных условий, принимаемых по аналогии с изгибаемой балкой, лежащей на упругом основании (табл. 7.4).

Нормальные и касательные напряжения от деформаций контура определяют по формулам, структура которых такая же, как и при расчете на стесненное кручение:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{II} &= \frac{B_{II}}{I_{II}} \bar{\omega}_{II}; \\ \tau_{II} &= \frac{M_{II} \bar{S}_{II}}{I_{II} l} \end{aligned} \right\} \quad (7.30)$$

где $\bar{S}_{II}$ — геометрическая характеристика сечения, аналогичная $\bar{S}_{\omega}$.

Т а б л и ц а 7.4

Расчет на деформацию контура		Расчет на изгиб балки на упругом основании	
Тип опорной диафрагмы	Граничные условия	Способы закрепления опорных сечений	Граничные условия
Диафрагма отсутствует	$\gamma' = 0$ $B_{II} = 0$	Свободное опирание	$\varphi = 0$ $M = 0$
Гибкая из плоскости и жесткая в плоскости	$\gamma = 0$ $B_{II} = 0$	Шарнирное опирание	$y = 0$ $M = 0$
Жесткая в плоскости и из плоскости	$\gamma = 0$ $\gamma' = 0$	Жесткая заделка	$y = 0$ $\varphi = 0$

П р и м е ч а н и е. φ — угол поворота; y — прогиб; M — изгибающий момент.

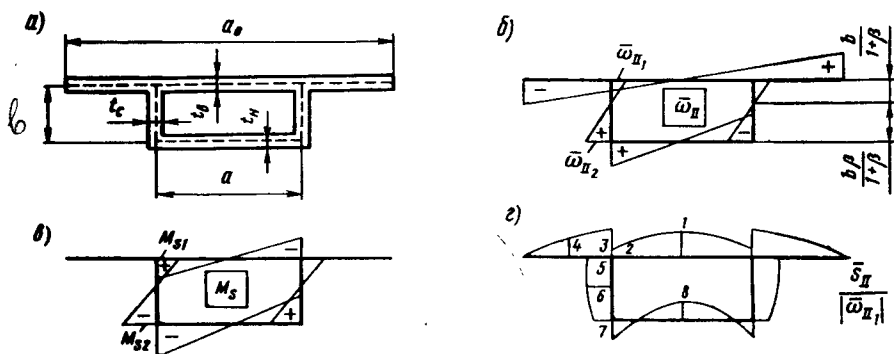


Рис. 7.8. Поперечное сечение пролетного строения и эпюры к расчету на деформацию контура

Ее вычисляют по формуле

$$\bar{S}_{II} = \frac{\oint S_{II} d\bar{\omega}_{II}}{\Omega} - S_{II},$$

где $S_{II} = \int_0^s \bar{\omega}_{II} dA$;

$$d\bar{\omega}_{II} = r_{\bar{\omega}} ds;$$

где $r_{\bar{\omega}}$ — перпендикуляр, опущенный из так называемого центра искажения на соответствующий элемент поперечного сечения.

При вычислении геометрических характеристик, как и при расчете на стесненное кручение, необходимо из поперечного сечения пролетного строения выделить контур, ограниченный срединными линиями, которые проведены в каждом элементе сечения (рис. 7.8, а).

Ординаты эпюры главных секториальных координат (рис. 7.8, б) определяют по формулам:

$$\bar{\omega}_{II1} = -\frac{ab}{4(1+\beta)}; \quad \bar{\omega}_{II2} = -\beta \bar{\omega}_{II1}, \quad (7.31)$$

где $\beta = \frac{3+\alpha_B^*}{3+\alpha_H^*}$; $\alpha_B^* = \left(\frac{a_0}{a}\right)^3 \frac{at_B}{bt_c}$; $\alpha_H^* = \frac{at_H}{bt_c}$.

После определения ординат эпюры ω_{II} можно вычислить характеристику I_{II} по формуле

$$I_{II} = \frac{a^2 b^2}{48} bt_c \left[\frac{3+2(\alpha_B^* + \alpha_H^*) + \alpha_B^* \alpha_H^*}{6 + (\alpha_B^* + \alpha_H^*)} \right]. \quad (7.32)$$

Рамная жесткость

$$EI_R = \frac{24EI_c}{\eta_1 b}, \quad (7.33)$$

где $I_c = \frac{t_c^3}{12}$ — момент инерции стенки сечения;

$$\eta_1 = \frac{2 \frac{a}{b} + 3 \frac{I_B + I_H}{I_C}}{\frac{I_B + I_H}{I_C} + 6 \frac{b}{a} \frac{I_B I_H}{I_C^2}};$$

$I_B = i_B^2/12$; $I_H = i_H^2/12$ — моменты инерции соответственно верхней и нижней плит сечения.

Эпюра поперечных изгибающих моментов представлена на рис. 7.8, в. Она распространяется только в пределах замкнутой части контура. Из расчета элементарной рамы ординаты эпюры M , определяют следующим образом:

$$M_{s1} = \frac{EI_R}{2(1+\eta_2)} \gamma; \quad M_{s2} = -\eta_2 M_{s1}, \quad (7.34)$$

где γ — угол искажения в рассматриваемом сечении пролетного строения;

$$\eta_2 = \frac{3 + \frac{a}{b} \frac{I_C}{I_B}}{3 + \frac{a}{b} \frac{I_C}{I_H}}.$$

Определив ординаты эпюры $\bar{\omega}_{11}$, вычисляют ординаты эпюры S_{11} , а затем и $\bar{S}_{11}$ (рис. 7.8, г). Для характерных точек поперечного сечения ординаты эпюры $\bar{S}_{11}/|\bar{\omega}_{11}|$ вычисляют по следующим формулам:

$$\bar{S}_{111} = \frac{\alpha_B A_B}{4} + (5-4\beta) \frac{A_C}{12};$$

$$\bar{S}_{112} = \frac{\alpha_B^2 - 1}{4\alpha_B} A_B + (5-4\beta) \frac{A_C}{12} - \beta \frac{A_H}{12};$$

$$\bar{S}_{113} = \frac{\alpha_B^2 - 1}{4\alpha_B} A_B;$$

$$\bar{S}_{114} = \frac{(\alpha_B - 1)(3\alpha_B + 1)}{16\alpha_B} A_B;$$

$$\bar{S}_{115} = (5-4\beta) \frac{A_C}{12} - \beta \frac{A_H}{12};$$

$$\bar{S}_{116} = (1+5\beta) \frac{A_C}{24} - \beta \frac{A_H}{12};$$

$$\bar{S}_{117} = -(1-2\beta) \frac{A_C}{12} - \beta \frac{A_H}{12};$$

$$\bar{S}_{118} = \frac{\beta A_H}{4} - (1-2\beta) \frac{A_C}{12} - \beta \frac{A_H}{12},$$

где $\alpha_B = \frac{a_0}{a}$; $A_B = a_0 t_B$; $A_H = a t_H$; $A_C = b t_C$.

При расчетах пролетных строений эстакад целесообразно использовать готовые формулы, по которым могут быть вычислены γ , B_{II} , M_{II} и M_s в характерных сечениях по длине пролетов. Такие формулы приведены в табл. 7.5—7.6 для однопролетных и неразрезных балочных расчетных схем. Эти формулы предназначены для пролетных строений, у которых величины $\lambda_{II} l < 4$. При этом тип опорных закреплений расчетных схем зависит от типа опорных диафрагм таким же образом, как и при расчете на стесненное кручение. Во всех случаях загрузки и закрепления концов коробчатых балок формулы для вычисления ординат эпюр получены при следующих упрощениях:

$$\operatorname{sh} 2\lambda_{II} l \pm \sin 2\lambda_{II} l \approx \operatorname{sh} 2\lambda_{II} l;$$

$$\operatorname{ch} 2\lambda_{II} l \pm \cos 2\lambda_{II} l \approx \operatorname{ch} 2\lambda_{II} l;$$

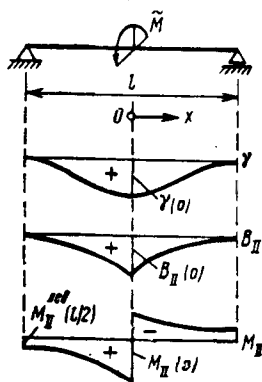
$$\frac{\operatorname{sh} \lambda_{II} l}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l} \approx 1.$$

Таблица 7.5

Схемы загрузки и эпюры	Формулы
	$\gamma(0) = \frac{\tilde{M} \lambda_{II}}{2EI_R} \frac{\operatorname{sh} \lambda_{II} l - \sin \lambda_{II} l}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l};$ $B_{II}(0) = \frac{\tilde{M}}{4\lambda_{II}} \frac{\operatorname{sh} \lambda_{II} l + \sin \lambda_{II} l}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l};$ $M_{II}^{\text{лев}}(l/2) = \tilde{M} \frac{\operatorname{ch} \frac{\lambda_{II} l}{2} \cos \frac{\lambda_{II} l}{2}}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l};$ $M_{II}(0) = \pm \frac{\tilde{M}}{2}.$
	$\gamma(l/2) = \frac{\tilde{m}}{EI_R} \left(1 - \frac{2 \operatorname{ch} \frac{\lambda_{II} l}{2} \cos \frac{\lambda_{II} l}{2}}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l} \right);$ $B_{II}(l/2) = \frac{\tilde{m}}{\lambda_{II}^2} \frac{\operatorname{sh} \frac{\lambda_{II} l}{2} \sin \frac{\lambda_{II} l}{2}}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l};$ $M_{II}(0) = \frac{\tilde{m}}{2\lambda_{II}} \frac{\operatorname{sh} \lambda_{II} l + \sin \lambda_{II} l}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l}.$

Схемы загрузки и эпюры

Формулы

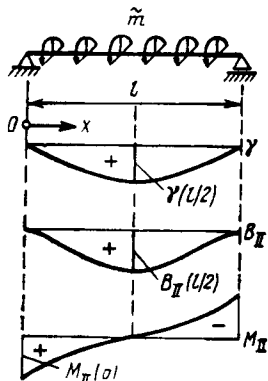


$$\gamma(0) = \frac{\tilde{M} \lambda_{II}}{2EI_R} \frac{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l - 2}{\operatorname{sh} \lambda_{II} l + \sin \lambda_{II} l};$$

$$B_{II}(0) = \frac{\tilde{M}}{4\lambda_{II}} \frac{\operatorname{ch} \lambda_{II} l - \cos \lambda_{II} l}{\operatorname{sh} \lambda_{II} l + \sin \lambda_{II} l};$$

$$B_{II}(l/2) = -\frac{\tilde{M}}{\lambda_{II}} \frac{\operatorname{sh} \frac{\lambda_{II} l}{2} \sin \frac{\lambda_{II} l}{2}}{\operatorname{sh} \lambda_{II} l + \sin \lambda_{II} l};$$

$$M_{II}(0) = \pm \frac{\tilde{M}}{2}.$$



$$\gamma(l/2) = \frac{\tilde{m}}{EI_R} \left(1 - \frac{2A}{\operatorname{sh} \lambda_{II} l + \sin \lambda_{II} l} \right);$$

$$A = \operatorname{sh} \frac{\lambda_{II} l}{2} \cos \frac{\lambda_{II} l}{2} + \operatorname{ch} \frac{\lambda_{II} l}{2} \sin \frac{\lambda_{II} l}{2};$$

$$B_{II}(0) = -\frac{\tilde{m}}{2\lambda_{II}^2} \frac{\operatorname{sh} \lambda_{II} l - \sin \lambda_{II} l}{\operatorname{sh} \lambda_{II} l + \sin \lambda_{II} l};$$

$$B_{II}(l/2) = \frac{\tilde{m}}{\lambda_{II}^2} \frac{B}{\operatorname{sh} \lambda_{II} l + \sin \lambda_{II} l};$$

$$B = \sin \frac{\lambda_{II} l}{2} \operatorname{ch} \frac{\lambda_{II} l}{2} - \cos \frac{\lambda_{II} l}{2} \operatorname{sh} \frac{\lambda_{II} l}{2};$$

$$M_{II}(0) = \frac{\tilde{m}}{\lambda_{II}} \frac{\operatorname{ch} \lambda_{II} l - \cos \lambda_{II} l}{\operatorname{sh} \lambda_{II} l + \sin \lambda_{II} l}.$$

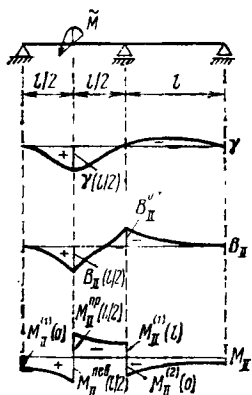
Для сечений коробчатых пролетных строений, у которых $\lambda_{II} l > 2$, такие допущения приводят к ошибкам в вычислениях, не превышающим 2 %.

Усилия и перемещения от деформаций контура в сечениях коробчатых пролетных строений эстакад могут быть определены путем загрузки действующими нагрузками соответствующих линий влияния. Для однопролетной расчетной схемы с шарнирными для деформаций опираниями по концам формулы линий влияния начальных параметров $\gamma'(0)$, $\gamma'(l)$, $M_{II}(0)$ и $M_{II}(l)$, а также γ , B_{II} и M_{II} в произвольном сечении u приведены в табл. 7.7. При этом через S в табл. 7.7. обозначена величина, определяемая формулой

$$s = \frac{1}{2} [(\operatorname{sh} \lambda_{II} l \cos \lambda_{II} l)^2 + (\operatorname{ch} \lambda_{II} l \sin \lambda_{II} l)^2]. \quad (7.35)$$

Схемы нагружения и эпюры

Формулы



$$\gamma(l/2) = \frac{\tilde{M} \lambda_{II}}{EI_R} \times$$

$$\left[\frac{2(\operatorname{sh} \lambda_{II} l - \sin \lambda_{II} l)(\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l) -}{4(\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l)^2} \rightarrow \right. \\ \left. \rightarrow \frac{-(\operatorname{ch} \lambda_{II} l - 1)(1 - \cos \lambda_{II} l)}{4(\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l)^2} \right];$$

$$B_{II}^{\text{он}} = -\frac{\tilde{M}}{2\lambda_{II}} \frac{\operatorname{sh} \frac{\lambda_{II} l}{2} \sin \frac{\lambda_{II} l}{2}}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l};$$

$$B_{II}(l/2) = -\frac{\tilde{M}}{8\lambda_{II}} \frac{2 \operatorname{sh} \lambda_{II} l + \sin \lambda_{II} l}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l};$$

$$M_{II}^{(1)}(0) = \tilde{M} \frac{\operatorname{ch} \frac{\lambda_{II} l}{2} \cos \frac{\lambda_{II} l}{2}}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l};$$

$$M_{II}^{\text{св}}(l/2) = \frac{\tilde{M}}{2} \times$$

$$\left[1 - \frac{\sin \lambda_{II} l (\operatorname{ch} \lambda_{II} l - 1) + \operatorname{sh} \lambda_{II} l (1 - \cos \lambda_{II} l)}{\operatorname{sh} 2\lambda_{II} l} \right];$$

$$M_{II}^{\text{нп}}(l/2) = -\frac{\tilde{M}}{2} \times$$

$$\left[1 + \frac{\sin \lambda_{II} l (\operatorname{ch} \lambda_{II} l - 1) + \operatorname{sh} \lambda_{II} l (1 - \cos \lambda_{II} l)}{\operatorname{sh} 2\lambda_{II} l} \right];$$

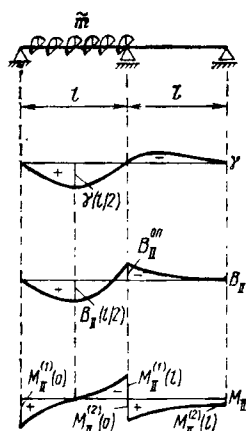
$$M_{II}^{(1)}(l) = -\frac{\tilde{M}}{2} \times$$

$$\frac{2 \operatorname{ch} \frac{\lambda_{II} l}{2} \cos \frac{\lambda_{II} l}{2} + \operatorname{sh} \frac{\lambda_{II} l}{2} \sin \frac{\lambda_{II} l}{2}}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l};$$

$$M_{II}^{(2)}(0) = \frac{\tilde{M}}{2} \frac{\operatorname{sh} \frac{\lambda_{II} l}{2} \sin \frac{\lambda_{II} l}{2}}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l}.$$

Схемы загрузки и эпюры

Формулы



$$\gamma(l/2) = \frac{\tilde{m}}{EI_R} \left[1 - \frac{2 \operatorname{ch} \frac{\lambda_{II} l}{2} \cos \frac{\lambda_{II} l}{2}}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l} - \frac{\operatorname{sh} \frac{\lambda_{II} l}{2} \sin \frac{\lambda_{II} l}{2} (\operatorname{sh} \lambda_{II} l - \sin \lambda_{II} l)}{2 (\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l)} \right];$$

$$B_{II}^{0II} = -\frac{\tilde{m}}{4\lambda_{II}^2} \frac{\operatorname{sh} \lambda_{II} l - \sin \lambda_{II} l}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l};$$

$$B_{II}(l/2) = -\frac{\tilde{m}}{\lambda_{II}} \times$$

$$\times \frac{4 \operatorname{sh} \frac{\lambda_{II} l}{2} \sin \frac{\lambda_{II} l}{2} (\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l) -}{4 (\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l)^2} \rightarrow$$

$$\rightarrow -\frac{\operatorname{ch} \frac{\lambda_{II} l}{2} \cos \frac{\lambda_{II} l}{2} (\operatorname{sh} \lambda_{II} l - \sin \lambda_{II} l)}{4 (\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l)^2};$$

$$M_{II}^{(1)}(0) = -\frac{\tilde{m}}{2\lambda_{II}} \frac{\operatorname{sh} \lambda_{II} l - \cos \lambda_{II} l}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l};$$

$$M_{II}^{(1)}(l) = -\frac{\tilde{m}}{4\lambda_{II}} \frac{3 \operatorname{ch} \lambda_{II} l + \sin \lambda_{II} l}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l};$$

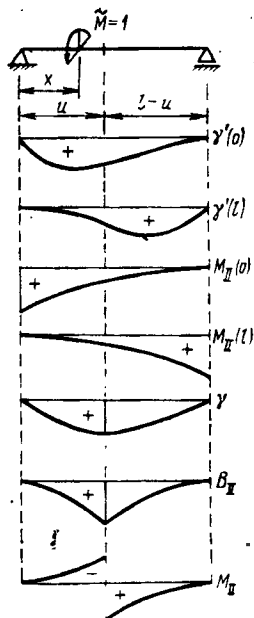
$$M_{II}^{(2)}(0) = \frac{\tilde{m}}{4\lambda_{II}} \frac{\operatorname{sh} \lambda_{II} l - \sin \lambda_{II} l}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l};$$

$$M_{II}^{(2)}(l) = \frac{\tilde{m}}{4\lambda_{II}} \frac{\operatorname{sh} \lambda_{II} l - \sin \lambda_{II} l}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l + \cos \lambda_{II} l} \times$$

$$\times \left(\frac{\sin \lambda_{II} l}{\operatorname{sh} \lambda_{II} l} + \frac{\cos \lambda_{II} l}{\operatorname{ch} \lambda_{II} l} \right).$$

Линии влияния

Формулы



$$y'(0) = \frac{1}{\lambda_{II}^3 EI_{II}} \frac{D_l B_{l-x} - B_l D_{l-x}}{S};$$

$$y'(l) = \frac{1}{\lambda_{II}^3 EI_{II}} \frac{D_l B_x - B_l D_x}{S};$$

$$M_{II}(0) = \frac{B_l B_{l-x} + 4D_l D_{l-x}}{S};$$

$$M_{II}(l) = \frac{B_l B_x + 4D_l D_x}{S},$$

$$0 \leq x \leq u$$

$$y = \frac{1}{S \lambda_{II}^3 EI_{II}} [B_{l-u} (D_l B_x - B_l D_x) - D_{l-u} (B_l B_x + 4D_l D_x)];$$

$$B_{II} = \frac{1}{S \lambda_{II}} [B_{l-u} (B_l B_x + 4D_l D_x) + 4D_{l-u} (D_l B_x - B_l D_x)];$$

$$M_{II} = -\frac{1}{S} [A_{l-u} (B_l B_x + 4D_l D_x) + 4C_{l-u} (D_l B_x - B_l D_x)];$$

$$u \leq x \leq l$$

$$y = \frac{1}{S \lambda_{II}^3 EI_{II}} [B_u (D_l B_{l-x} - B_l D_{l-x}) - D_u (B_l B_{l-x} + 4D_l D_{l-x})];$$

$$B_{II} = \frac{1}{S \lambda_{II}} [B_u (B_l B_{l-x} + 4D_l D_{l-x}) + 4D_u (D_l B_{l-x} - B_l D_{l-x})];$$

$$M_{II} = -\frac{1}{S} [A_u (B_l B_{l-x} + 4D_l D_{l-x}) + 4C_u (D_l B_{l-x} - B_l D_{l-x})].$$

При построении линий влияния в сечениях балочно-неразрезных коробчатых пролетных строений используется тот же подход, что и при стесненном кручении.

Если для сечений коробчатых пролетных строений величина $\lambda_{II} l > 4$, то расчетная схема несущей конструкции при расчете на деформацию контура может быть представлена по аналогии с бесконеч-

но длинной балкой на упругом основании. При расположении сосредоточенной нагрузки в середине пролета или по крайней мере на расстоянии от одной из опор более чем на $\frac{3\pi}{2\lambda_{II}}$ эпюры угла искажения γ и усилий B_{II} и M_{II} будут иметь вид, показанный на рис. 7.9. Формулы для построения эпюр указанных факторов будут следующими:

$$\left. \begin{aligned} \gamma(x) &= \frac{\tilde{M}\lambda_{II}}{2EI_R} e^{-\lambda_{II}x} (\cos \lambda_{II}x + \sin \lambda_{II}x); \\ B_{II}(x) &= \frac{\tilde{M}}{4\lambda_{II}} e^{-\lambda_{II}x} (\cos \lambda_{II}x - \sin \lambda_{II}x); \\ M_{II}(x) &= \frac{\tilde{M}}{2} e^{-\lambda_{II}x} \cos \lambda_{II}x. \end{aligned} \right\} \quad (7.36)$$

Если в формулах (7.36) считать $\tilde{M} = 1$, то получим формулы линий влияния соответствующих факторов.

Следует отметить, что в отдельных случаях в железобетонных пролетных строениях эстакад предусматривают, помимо опорных диафрагм, еще и промежуточные диафрагмы. Такие диафрагмы обычно имеют высокую жесткость в своей плоскости и поэтому исключают деформации контура в том сечении, где они установлены. В расчетной схеме диафрагмы могут быть представлены жесткими опорами или заделками в зависимости от того, допускают они передачу деформаций из одного отсека в другой или не допускают. Расчет на деформацию контура пролетных строений с использованием таких расчетных схем был рассмотрен раньше.

Пример расчета. Задано железобетонное балочно-неразрезное коробчатое пролетное строение эстакады постоянного сечения (рис. 7.10, а, б). Требуется определить в середине центрального пролета нормальные напряжения от изгиба, деформации контура и поперечных изгибающих моментов от действия временной нагрузки НК-80.

Проводя срединные линии в элементах поперечного сечения, выделяем его контур (рис. 7.10, в). Верхняя плита в пределах свесов имеет переменную толщину. Ее приведенную толщину получают делением площади ее поперечного сечения на длину. Она составляет 0,15 м.

Площадь поперечного сечения пролетного строения

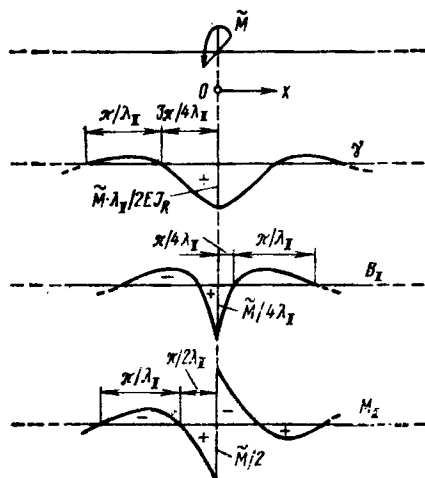


Рис. 7.9. Эпюры угла искажений и внутренних усилий в расчетной схеме в виде бесконечно длинной балки

$$A = a_0 t_B + 2bt_c + at_n = 0,15 \cdot 10,8 + 2 \cdot 0,39 \cdot 1,70 + 5,0 \cdot 0,18 = 3,85 \text{ м}^2.$$

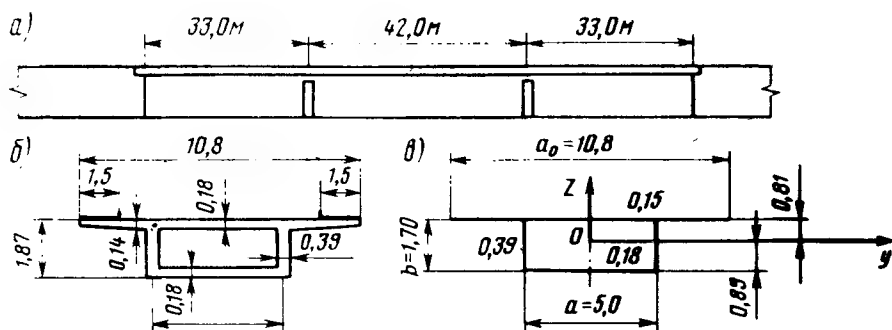


Рис. 7.10. Схема эстакады, поперечное сечение пролетного строения и его контур

Статический момент сечения относительно срединной линии нижней плиты

$$S = \int z dA = 10,8 \cdot 0,15 \cdot 1,7 + 2 \cdot 0,39 \cdot 1,70 \cdot 0,85 = 3,42 \text{ м}^3.$$

Ордината центра тяжести поперечного сечения составляет z_0 $S/A = 3,42/3,85 = 0,89 \text{ м}$.

Используя эпюру Z (рис. 7.11, в), определяем центральный момент инерции сечения:

$$I_y = \int z^2 dA = 0,81 \cdot 10,8 \cdot 0,15 \cdot 0,81 + 0,89 \cdot 5,0 \cdot 0,18 \cdot 0,89 +$$

$$+ 2 \cdot \frac{0,89^2}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,89 \cdot 0,39 + 2 \cdot \frac{0,81^2}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,81 \cdot 0,39 = 2,14 \text{ м}^4.$$

Для определения изгибающего момента в расчетном сечении необходимо построить линию влияния M (рис. 7.11, а, б).

Загружая линию влияния M временной нагрузкой, получим

$$M = 1,1 \cdot 200 (6,60 + 6,00) = 2544 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где 1,1 — динамический коэффициент; 200 кН — сила, действующая на ось.

Нормальные напряжения в верхней и нижней плитах (рис. 7.11, в):

$$\sigma_n^B = \frac{M}{I_y} z_n = \frac{5544,0}{2,14} \cdot 0,81 = 2,08 \text{ МПа};$$

$$\sigma_n^H = \frac{M}{I_y} z_n = \frac{5544,0}{2,14} \cdot 0,89 = 2,34 \text{ МПа}.$$

Вычислим геометрические характеристики для определения напряжений, связанных с деформацией контура. В соответствии с формулами (7.31) имеем:

$$\alpha_n^* = \left(\frac{10,8}{5,0} \right)^3 \frac{5,0 \cdot 0,15}{1,7 \cdot 0,39} = 11,4; \quad \alpha_n^* = \frac{5,0}{1,7} \cdot \frac{0,18}{0,39} = 1,36; \quad \beta = \frac{3 + 11,4}{3 + 1,36} = 3,30.$$

Используя (7.32), получим

$$I_{II} = \frac{5,0^2 \cdot 1,7^2}{48} \cdot 1,7 \cdot 0,39 \left[\frac{3 + 2(11,4 + 1,36) + 11,4 \cdot 1,36}{6 + (11,4 + 1,36)} \right] = 2,34 \text{ м}^4.$$

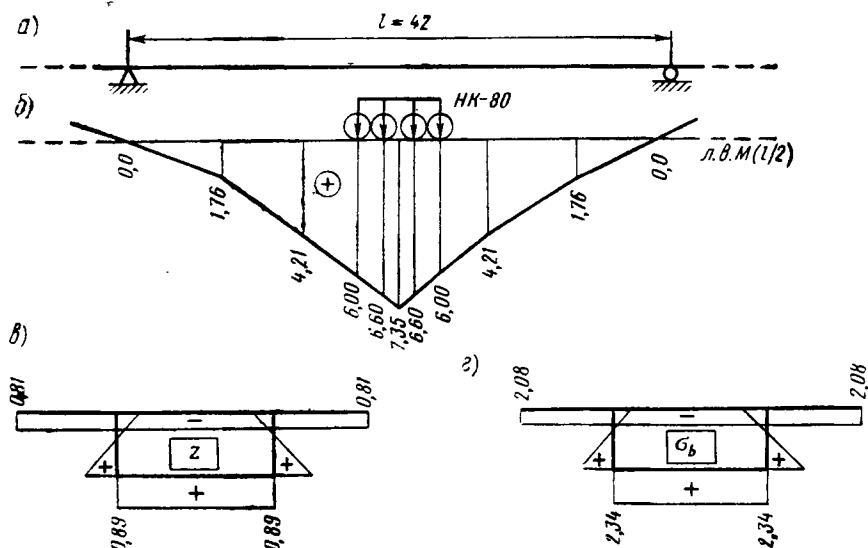


Рис. 7.11. Линия влияния изгибающего момента и эпюры при расчете на изгиб

Далее вычислим

$$\eta_1 = \frac{3 \frac{5,0}{1,7} + 3 \frac{0,15^3 + 0,18^3}{0,39^3}}{\frac{0,15^3 + 0,18^3}{0,39^3} + 6 \frac{1,7}{5,0} \frac{0,15^3 \cdot 0,18^3}{0,39^6}} = 38,2;$$

$$I_R = \frac{24 \cdot 0,39^3}{12 \cdot 38,2 \cdot 1,7} = 0,00182 \text{ м}^2;$$

$$\lambda_{11} = \sqrt[4]{\frac{0,00182}{4 \cdot 2,34}} = 0,118 \text{ м}^{-1}.$$

Ординаты эпюры $\bar{\omega}_{11}$ в верхней и нижней угловых точках поперечного сечения следующие (рис. 7.12, з):

$$\bar{\omega}_{111} = -\frac{5 \cdot 1,7}{4(1+3,3)} = -0,49 \text{ м}^2; \quad \bar{\omega}_{112} = 0,49 \cdot 3,3 = 1,63 \text{ м}^2.$$

Для определения деформирующей нагрузки в расчетной схеме (рис. 7.12, а) строят линии влияния $\bar{M}$ (рис. 7.12, б).

Координату точки, в которой линия влияния $\bar{M}$ пересекает горизонтальную линию, определяют с использованием формул (7.3), т. е.

$$K_1 = \frac{5,0}{1,7} \frac{0,39^3}{0,18^3} = 30,0; \quad K_2 = \frac{5,0}{1,7} \frac{0,39^3}{0,15^3} = 51,6;$$

$$N = 2 \frac{1 + \frac{3}{30,0}}{1 + \frac{2}{30,0} + \frac{2}{51,6} + \frac{3}{30,0 + 51,6}} - 1 = 0,82;$$

$$e_0 = \frac{5,0}{2 \cdot 0,82} = 3,05 \text{ м.}$$

Деформирующий момент, передающийся пролетному строению от одной оси заданной нагрузки,

$$\tilde{M} = 0,5 \cdot 200 (1,15 + 0,025) = 117,5 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поскольку $\lambda_{II} l = 0,118 \cdot 42,0 = 4,95$, то для построения линий влияния B_{II} и M_8 можно воспользоваться формулами (7.36). Линии влияния указанных факторов приведены на рис. 7.12, б, в.

Расчетный деформирующий момент получается загрузением линии влияния B_{II} т. е.

$$B_{II} = 1,1 \cdot 117,5 (1,95 \cdot 2 + 1,62 \cdot 2) = 922,0 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Нормальные напряжения от деформаций контура для верхней и нижней угловых точек сечения, а также конца консоли верхней плиты получают равными (рис. 7.12, е):

$$\sigma_{II}^B = - \frac{922,0}{2,34} 0,49 = -0,19 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{II}^H = \frac{922,0}{2,34} 1,63 = 0,64 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{II}^K = - \frac{922,0}{2,34} 1,06 = -0,42 \text{ МПа.}$$

Формулу (7.34) для определения ординат линии влияния M_8 с учетом первой формулы из формулы (7.36) запишут в виде

$$M_8 = \frac{\lambda_{II}}{2(1 + \eta_2)} e^{-\lambda_{II} x} (\cos \lambda_{II} x + \sin \lambda_{II} x),$$

$$\text{где } \eta_2 = \left(3 + \frac{5,0}{1,7} \frac{0,0593}{0,00377} \right) : \left(3 + \frac{5,0}{1,7} \frac{0,0593}{0,00583} \right) = 1,66.$$

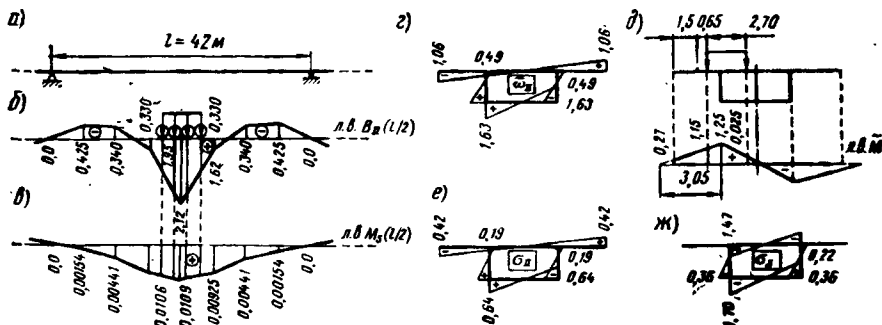


Рис. 7.12. Линии влияния и эпюры при расчете на деформацию контура

Загружая линию влияния M_s нагрузкой, получаем

$$M_s^p = 1,1 \cdot 117,5 (0,0106 \cdot 2 + 0,0109 \cdot 2) = 5,54 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

Нормальные напряжения для верхней и нижней угловых точек от поперечного изгибающего момента оказываются следующими (рис. 7.12, ж):

$$\sigma_s^{вп} = \frac{M_s^p}{W_{вп}} = \frac{5,54}{0,00375} = 1,47 \text{ МПа}; \quad \sigma_s^{нс} = \frac{M_s^p}{W_c} = \frac{5,54}{0,0253} = 0,22 \text{ МПа};$$

$$\sigma_s^{нс} = \frac{M_s^p \eta_2}{W_c} = \frac{5,54 \cdot 1,66}{0,0253} = 0,36 \text{ МПа};$$

$$\sigma_s^{нп} = \frac{M_s^p \eta_2}{W_{нп}} = \frac{5,54 \cdot 1,66}{0,0054} = 1,70 \text{ МПа}.$$

В приведенных формулах $W_{вп}$, W_c , $W_{нп}$ — моменты сопротивления соответственно верхней плиты, стенки и нижней плиты поперечного сечения.

РАСЧЕТ КРИВОЛИНЕЙНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭСТАКАД

8.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ И ОПОРНЫХ РЕАКЦИЙ В КРИВОЛИНЕЙНЫХ БАЛКАХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Балку пролетного строения произвольного очертания в пространстве можно считать заданной, если известно уравнение ее оси — линии, соединяющей центры тяжести сечений, и направление одной из главных центральных осей сечения в каждой точке оси балки [6].

Уравнение оси балки может быть задано в векторной форме через текущий радиус-вектор $\mathbf{r}$, направленный из начала координат в произвольную точку на оси (рис. 8.1, а):

$$\mathbf{r} = x(s) \mathbf{i} + y(s) \mathbf{j} + z(s) \mathbf{k};$$

$$s = \int_{s_0}^s \left[\sqrt{\left(\frac{dx}{ds}\right)^2 + \left(\frac{dy}{ds}\right)^2 + \left(\frac{dz}{ds}\right)^2} \right] ds, \quad (8.1)$$

где $x(s)$, $y(s)$, $z(s)$ — проекции радиуса-вектора $\mathbf{r}$ на координатные оси x , y , z в функции от длины s , отсчитываемой вдоль криволинейной оси балки от произвольной начальной точки s_0 ; $\mathbf{i}$, $\mathbf{j}$, $\mathbf{k}$ — единичные векторы, направленные по осям координат x , y , z .

Зная радиус-вектор оси конструкции, можно определить направление единичного вектора нормали к любому поперечному сечению балки в координатах x , y , z по формуле (рис. 8.1, б)

$$\mathbf{n} = \frac{d\mathbf{r}}{ds}, \quad (8.2)$$

где $\mathbf{n}$ — единичный вектор нормали к плоскости сечения, касательной к оси балки в рассматриваемой точке ($n = |\mathbf{n}| = 1$).

Если в координатах x , y , z задан единичный вектор одной из главных центральных осей сечения $\mathbf{v}$ или $\mathbf{w}$ (см. рис. 8.1, б), то направление третьей оси можно определить по известным единичным векторам следующим образом:

$$\mathbf{l} = \mathbf{n} \times \mathbf{m}; \quad \mathbf{m} = \mathbf{l} \times \mathbf{n}; \quad \mathbf{n} = \mathbf{m} \times \mathbf{l}, \quad (8.3)$$

где $\mathbf{m}$ и $\mathbf{l}$ — единичные векторы по направлению осей v и w .

Так, например, если одна из осей для всех сечений всегда вертикальна, то $\mathbf{l} = \mathbf{k}$ и тогда $\mathbf{m} = \mathbf{k} \times \mathbf{n} = \mathbf{k} \times \frac{d\mathbf{r}}{ds}$.

¹ Здесь и далее векторы выделены полужирным шрифтом. Модуль вектора (его длина) обозначается той же обычной или полужирной буквой в прямых скобках. Например, для вектора $\mathbf{a}$ его модуль будет a или $|\mathbf{a}|$.

* Знак $\times$ означает векторное произведение векторов.

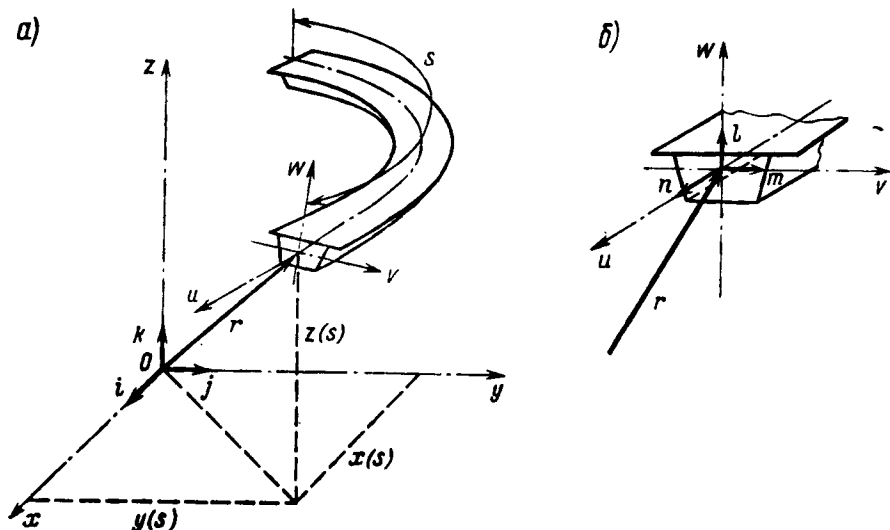


Рис. 8.1. Задание оси криволинейной балки и поперечного сечения в векторной форме

Для криволинейных пролетных строений, работающих под нагрузками как упругий брус, внутренние усилия удобно определять в векторной форме. В этом случае все сосредоточенные силы P или распределенные нагрузки представляются в виде векторов, которые можно перемещать вдоль линии их действия в любую точку (скользящие векторы). Все моменты M также представляются в виде векторов, причем вектор момента направлен перпендикулярно плоскости действия момента и так, что с его вершины направление действия наблюдается против часовой стрелки.

Вектор момента по модулю численно равен значению момента и может быть перемещен в любую точку (свободный вектор) параллельно самому себе.

Момент M сосредоточенной силы P , расположенной в точке с радиусом-вектором r_2 , относительно точки с радиусом-вектором r_1 (рис. 8.2)

$$M = (r_2 - r_1) \times P, \quad (8.4)$$

причем вектор момента расположен в точке I и направлен перпендикулярно плоскости действия момента силы.

Рассмотрим теперь произвольную отсеченную часть балки, подверженную действию различных сил P_i и моментов M_i . Точки приложения сосредоточенных сил к конструкции определены векторами r_i , а центр тяжести расчетного сечения вектором r (рис. 8.3, а).

Тогда усилия в сечении (сила P и момент M), уравновешивающие приложенные к отсеченной части силы и моменты, определяют из ус-

ловий равновесия, представленных в виде системы:

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{P} + \sum_{i=1}^p \mathbf{P}_i &= 0; \\ \mathbf{M} + \sum_{i=1}^m \mathbf{M}_i + \sum_{i=1}^p (\mathbf{r}_i - \mathbf{r}) \times \mathbf{P}_i &= 0, \end{aligned} \right\} (8.5)$$

где p и m — число сосредоточенных сил и моментов, действующих на отсеченную часть.

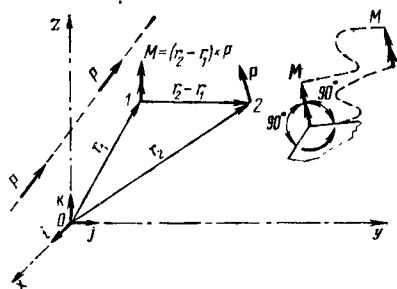


Рис. 8.2. Изображение сил и моментов в векторной форме

При определении равнодействующих усилий на отсеченной части векторы $\mathbf{P}$ и $\mathbf{M}$ должны стоять в правой части уравнения (8.5) вместо нулей.

Векторные уравнения (8.5) эквивалентны шести обычным уравнениям равновесия в пространстве.

Векторы $\mathbf{P}$ и $\mathbf{M}$ позволяют определить все составляющие усилий в сечении, действующие относительно его осей u , v , w .

Нормальные и поперечные силы N , Q_v , Q_w , изгибающие, а также крутящие моменты M_v , M_w , T определяют формулами¹ (рис. 8.3, б):

$$\left. \begin{aligned} N &= -\mathbf{Pn}; & M_v &= -\mathbf{Mm}; \\ Q_v &= \mathbf{Pm}; & M_w &= -\mathbf{Ml}; \\ Q_w &= -\mathbf{Pl}; & T &= \mathbf{Mn}. \end{aligned} \right\} (8.6)$$

¹ Написание двух векторов рядом без знака $\times$ между ними означает их скалярное произведение.

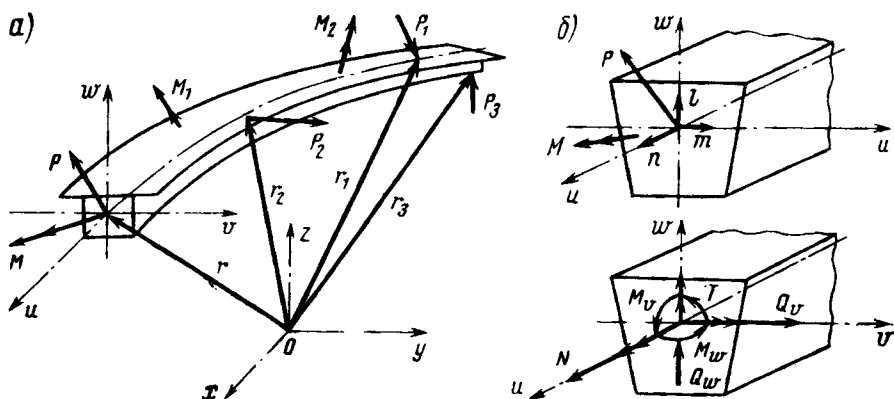


Рис. 8.3. Определение усилий, возникающих в сечении криволинейной балки

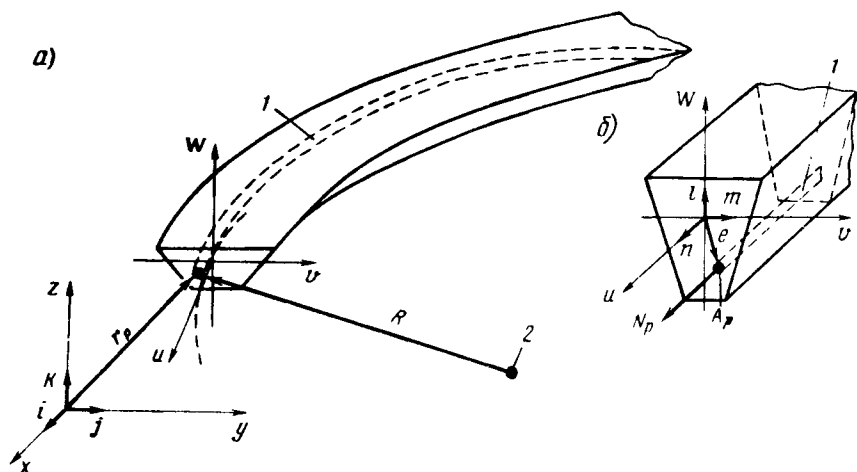


Рис. 8.4. Задание оси напряженной арматуры в векторной форме

Если требуется представить усилия в сечении в векторном виде, то получаемые из формул (8.6) значения умножают на единичные векторы осей сечения¹, т. е. (см. рис. 8.3, б)

$$\left. \begin{aligned} N &= (Pn) n; & M_r &= (Mm) m; \\ Q_r &= (Pm) m; & M_w &= (Ml) l; \\ Q_w &= (Pl) l; & T &= (Mn) n. \end{aligned} \right\} \quad (8.7)$$

Так будут получены все составляющие усилий, по которым затем можно определить напряжения и относительные деформации от внешних нагрузок.

Помимо внешних постоянных и временных нагрузок при расчете пролетных строений, необходимо учитывать силы предварительного напряжения, от которых также создаются внутренние усилия.

Очертание оси напряженной арматуры, так же как и оси самой балки, может быть задано в координатах x, y, z (рис. 8.4, а) в виде

$$r_p = x(s_p) i + y(s_p) j + z(s_p) k, \quad (8.8)$$

где $r_p, x(s_p), y(s_p), z(s_p)$ — радиус-вектор оси элемента напряженной арматуры и функции его проекций на координатные оси; s_p — длина арматурного элемента, отсчитываемая от произвольной начальной точки.

Однако целесообразнее задавать вектор эксцентриситета элемента напряженной арматуры e в плоскости каждого сечения балки (рис. 8.4, б):

$$e = v_e m + w_e l, \quad (8.9)$$

где v_e, w_e — проекции вектора e на координатные оси сечения v, w ; m и l — единичные векторы осей сечения, которые определяются в осях x, y, z по формулам (8.2) и (8.3).

¹ Векторы моментов обозначены на рис. 8.3, б двойными стрелками.

Тогда радиус-вектор оси элемента напряженной арматуры

$$\mathbf{r}_p = \mathbf{r} + \mathbf{e}, \quad (8.10)$$

где $\mathbf{r}$ — радиус-вектор оси балки.

Для дальнейших расчетов, кроме очертания оси напряженной арматуры, необходимы значение и направление радиуса ее кривизны $\mathbf{R}$. Его значение обратно кривизне ρ арматуры, определяемой как вторая производная радиуса-вектора, т. е.

$$\rho = \frac{1}{R} = \left| \frac{d^2 \mathbf{r}_p}{ds_p^2} \right| = \sqrt{[x''(s_p)]^2 + [y''(s_p)]^2 + [z''(s_p)]^2}, \quad (8.11)$$

а вектор радиуса кривизны арматуры $\mathbf{R}$, направленный из центра кривизны к рассматриваемой точке, и векторы его проекций в плоскостях uw и uv (см. рис. 8.4, а):

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{R} &= -R \frac{d^2 \mathbf{r}_p}{ds_p^2} = - \left| \frac{d^2 \mathbf{r}_p}{ds_p^2} \right|; \\ \mathbf{R}_{uv} &= \mathbf{l} \times (\mathbf{R} \times \mathbf{l}); \quad \mathbf{R}_{uw} = \mathbf{m} \times (\mathbf{R} \times \mathbf{m}). \end{aligned} \right\} \quad (8.12)$$

Если сила предварительного напряжения арматуры в рассматриваемом сечении составляет N_p , то ее вектор (полагая $ds = ds_p$)

$$\mathbf{N}_p = N_p \frac{d\mathbf{r}_p}{ds}, \quad (8.13)$$

а вектор момента силы предварительного напряжения относительно центра тяжести сечения

$$\mathbf{M}_p = \mathbf{e} \times \mathbf{N}_p.$$

Поскольку усилия, действующие на сечение, обратны по направлению векторам (8.13), то составляющие внутренних усилий от сил предварительного напряжения в сечении будут определяться по формулам, аналогичным (8.6), в виде

$$\left. \begin{aligned} Q_{pr} &= -N_p m; \quad M_{pr} = -M_p m; \\ Q_{pw} &= -N_p l; \quad M_{pw} = M_p l; \\ N_p &= -N_p n; \quad T_{ph} = -M_p n, \end{aligned} \right\} \quad (8.14)$$

а их векторы — по формулам, аналогичным (8.7):

$$\left. \begin{aligned} Q_{pr} &= -(N_p m) m; \quad M_{pr} = -(M_p m) m; \\ Q_{pw} &= -(N_p l) l; \quad M_{pw} = -(M_p l) l; \\ N_p &= -(N_p n) n; \quad T_{ph} = -(M_p n) n; \end{aligned} \right\} \quad (8.15)$$

Если в сечении балки пролетного строения имеется несколько арматурных элементов, то усилия определяют от каждого из них по формулам (8.13) — (8.15), а результаты потом суммируют. Если элементы арматуры сконцентрированы вблизи их общего центра тяжести, и, кроме того, имеют сходное по длине очертание, то при определении N_p принимают их общую площадь сечения и получают суммарные значения усилий в балке от сил предварительного напряжения. Полные

внутренние усилия получают при суммировании величин, определенных по формулам (8.6), (8.7) и (8.14), (8.15).

При определении шести опорных реакций в статически определимой криволинейной или разветвленной в пространстве балки (рис. 8.5, а) составляют систему двух векторных уравнений. Одно из них характеризует равенство нулю всех опорных реакций и внешних сил, другое — равенство нулю моментов всех этих сил относительно произвольной точки (например, начала координат). Векторные уравнения эквивалентны шести обычным уравнениям равновесия и имеют вид

$$\left. \begin{aligned} \sum_{i=1}^p \mathbf{P}_i + \sum_{i=1}^6 \mathbf{R}_i &= 0; \\ \sum_{i=1}^p \mathbf{r}_i \times \mathbf{P}_i + \sum_{i=1}^6 \mathbf{r}_{0i} \times \mathbf{R}_i + \sum_{i=1}^m \mathbf{M}_i &= 0; \end{aligned} \right\} \quad (8.16)$$

$$\mathbf{R}_i = R_i \mathbf{t}_i,$$

где $\mathbf{P}_i$ и $\mathbf{M}_i$ — векторы сосредоточенных сил и моментов, действующих на балку; $\mathbf{R}_i$ — векторы неизвестных опорных реакций; $\mathbf{r}_i$ и $\mathbf{r}_{0i}$ — радиусы-векторы точек приложения внешних сосредоточенных сил и опорных реакций; p и m — число сосредоточенных сил и моментов, действующих на балку.

Неизвестные опорные реакции могут быть представлены в виде произведения неизвестных скалярных величин опорных реакций R_i на известные заданные единичные векторы $\mathbf{t}_i$ направления опорных связей [см. формулы (8.16)].

Для получения уравнений (8.5) и (8.16) в обычной записи необходимо каждое из них умножить скалярно на каждый единичный вектор $\mathbf{i}$, $\mathbf{j}$, $\mathbf{k}$ координатных осей. Если определитель системы уравнений (8.16) окажется равным нулю, это означает, что опорные связи образуют геометрически изменяемую систему и ее следует перестроить.

Системы уравнений, аналогичные (8.5) и (8.16), могут быть составлены для случая воздействия на рассчитываемую балку распределенной силовой или моментной нагрузки. Это можно сделать двумя способами:

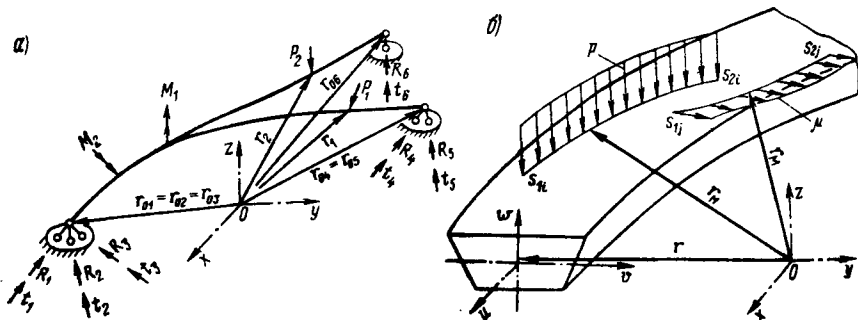


Рис. 8.5. Схемы для определения опорных реакций и задания распределенной нагрузки в векторной форме

1) построить линии влияния от $P = 1$ и $M = 1$ и, загружая их заданными распределенными нагрузками, получить искомые усилия в сечениях или опорные реакции;

2) заданную в векторной форме распределенную нагрузку непосредственно учитывать в уравнениях (8.5) и (8.16), добавляя: в первое уравнение из выражения (8.5) слагаемое

$$+ \sum_{i=1}^t \int_{s_{1i}}^{s_{2i}} \mathbf{p} \, |d\mathbf{r}_n|; \quad (8.17)$$

во второе —

$$+ \sum_{j=1}^b \int_{s_{1j}}^{s_{2j}} \mathbf{m} \, |d\mathbf{r}_m| + \sum_{i=1}^t \int_{s_{1i}}^{s_{2i}} (\mathbf{r}_n - \mathbf{r}) \times \mathbf{p} \, |d\mathbf{r}_n|; \quad (8.18)$$

в первое уравнение из (8.16) слагаемое (8.17), во второе уравнение из (8.16)

$$+ \sum_{j=1}^b \int_{s_{1j}}^{s_{2j}} \mathbf{m} \, |d\mathbf{r}_m| + \sum_{i=1}^t \int_{s_{1i}}^{s_{2i}} \mathbf{r}_n \times \mathbf{p} \, |d\mathbf{r}_n|, \quad (8.19)$$

где $\mathbf{p}$ и $\mathbf{m}$ — векторы интенсивности силовой и моментной нагрузок, распределенных вдоль заданной линии; $\mathbf{r}_p$ и $\mathbf{r}_m$ — радиусы-векторы линий действия силовой и моментной нагрузок; s_{1i} , s_{1j} и s_{2i} , s_{2j} — начальные и конечные точки участков действия нагрузок $\mathbf{p}$ или $\mathbf{m}$; b и t — число участков распределенной силовой и моментной нагрузок, действующих на отсеченную часть или всю балку.

8.2. РАСЧЕТ РАЗРЕЗНЫХ БАЛОК ПОСТОЯННОЙ КРИВИЗНЫ

Рассмотрим криволинейные в плоскости xy балки с радиусом кривизны R . При этом по концам однопролетных балок предположим наличие шарнирного опирания, допускающего или не допускающего поворота опорных сечений от кручения. Если установлена одна опорная часть (обычно по оси поперечного сечения балки), то она допускает закручивание опорного сечения (опирание 1 на рис. 8.6, а).

Если в поперечном сечении устроены хотя бы две опорные части (обычно под боковыми гранями балок), можно считать, что поворота опорных сечений относительно продольной оси не произойдет (опирание 2 на рис. 8.6, а и опирание 1 и 2 на рис. 8.6, б).

Пусть на балку действуют вертикальная сила P и крутящий момент T , вектор которого перпендикулярен оси балки. В принятой на рис. 8.6 системе координат уравнение оси криволинейной балки имеет вид

$$\mathbf{r} = iR \sin \frac{s}{R} + jR \left(1 - \cos \frac{s}{R}\right). \quad (8.20)$$

Для векторов внешних усилий можно записать:

$$\mathbf{P} = P\mathbf{k}; \quad \mathbf{T} = T \left(-i \cos \frac{s}{R} - j \sin \frac{s}{R} \right). \quad (8.21)$$

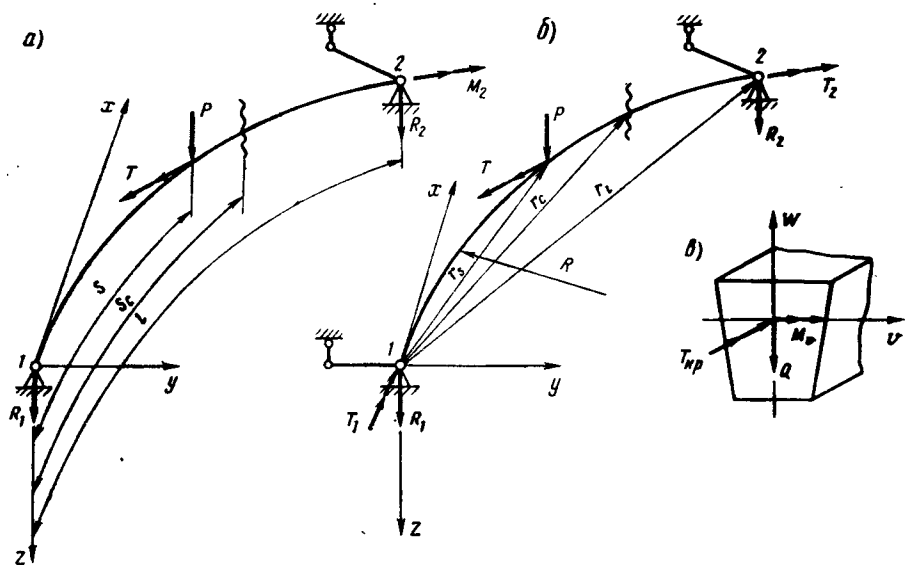


Рис. 8.6. Схемы к расчету однопролетных криволинейных балок постоянной кривизны

Тогда условия равновесия (8.16), необходимые для определения опорных реакций R_1 и R_2 в балке рис. 8.6, а, получают следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} P + R_1 + R_2 &= 0; \\ r_s \times P + r_1 \times R_2 + T_2 + T &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (8.22)$$

В формулах (8.20) — (8.22):

s — координата, отсчитываемая от начала координат вдоль криволинейной оси; P , T — сосредоточенная сила и крутящий момент, приложенные в сечении с радиусом-вектором r_s ; r_1 — значение радиуса-вектора при $s = l$.

Запишем векторные произведения:

$$\left. \begin{aligned} r_s \times P &= \begin{vmatrix} i & j & k \\ R \sin \frac{s}{R} & R \left(1 - \cos \frac{s}{R}\right) & 0 \\ 0 & 0 & P \end{vmatrix} \\ &= iPR \left(1 - \cos \frac{s}{R}\right) - jPR \sin \frac{s}{R}; \\ r_1 \times R_2 &= \begin{vmatrix} i & j & k \\ R \sin \frac{l}{R} & R \left(1 - \cos \frac{l}{R}\right) & 0 \\ 0 & 0 & R_2 \end{vmatrix} \\ &= iR_2 R \left(1 - \cos \frac{l}{R}\right) - jR_2 R \sin \frac{l}{R}. \end{aligned} \right\} \quad (8.23)$$

Умножая каждое векторное уравнение (8.22) скалярно на единичные векторы i (1, 0, 0), j (0, 1, 0), k (0, 0, 1), получим с учетом (8.23) следующие зависимости для определения опорных реакций:

$$\left. \begin{aligned} P + R_1 + R_2 &= 0; \\ PR \left(1 - \cos \frac{s}{R} \right) + R_2 R \left(1 - \cos \frac{l}{R} \right) + T_{2x} - T \cos \frac{s}{R} &= 0; \\ -PR \sin \frac{s}{R} - R_2 R \sin \frac{l}{R} + T_{2y} - T \sin \frac{s}{R} &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (8.24)$$

где T_{2x} и T_{2y} — значения проекций вектора опорного крутящего момента T_2 на координатные оси x и y .

Уравнений (8.24) недостаточно для определения четырех неизвестных R_1 , R_2 , T_{2x} и T_{2y} . Учтя, что вектор T_2 должен быть направлен по касательной к оси балки в точке 2, можем записать в векторной форме:

$$\left. \begin{aligned} T_2 \times \frac{dr_l}{ds} &= 0; \\ \frac{dr_l}{ds} &= \frac{d}{ds} \left[iR \sin \frac{s}{R} + jR \left(1 - \cos \frac{s}{R} \right) \right]_{s=l} = i \cos \frac{l}{R} + j \sin \frac{l}{R}. \end{aligned} \right\} \quad (8.25)$$

Также будет справедливо:

$$\begin{vmatrix} i & j & k \\ T_{2x} & T_{2y} & 0 \\ \cos \frac{l}{R} & \sin \frac{l}{R} & 0 \end{vmatrix} = 0;$$

$$k \left(T_{2x} \sin \frac{l}{R} - T_{2y} \cos \frac{l}{R} \right) = 0.$$

Откуда получаем:

$$\left. \begin{aligned} T_{2x} \sin \frac{l}{R} - T_{2y} \cos \frac{l}{R} &= 0; \\ T_2 &= \sqrt{T_{2x}^2 + T_{2y}^2}. \end{aligned} \right\} \quad (8.26)$$

Добавив теперь к уравнениям (8.24) условия (8.26) и решив их совместно, получим опорные реакции R_1 , R_2 и опорные крутящие моменты T_1 и T_2 в зависимости от значения и положения внешних сил на рассчитываемой балке:

$$\left. \begin{aligned}
 R_1 &= -P - R_2; \\
 R_2 &= \left(\cos \frac{s}{R} - \sin \frac{s}{R} : \operatorname{tg} \frac{l}{R} - 1 \right) P - \\
 &\quad - \frac{l}{R} \left(\sin \frac{s}{R} : \operatorname{tg} \frac{l}{R} - \cos \frac{s}{R} \right) T; \\
 T_1 &= 0; \\
 T_2 &= \frac{PR}{\sin \frac{l}{R}} \left[\left(1 - \cos \frac{l}{R} \right) \sin \frac{s}{R} - \right. \\
 &\quad \left. - \left(1 - \cos \frac{s}{R} \right) \sin \frac{l}{R} \right] + \frac{T}{\sin \frac{l}{R}} \times \\
 &\quad \times \left[\left(1 - \cos \frac{l}{R} \right) \sin \frac{s}{R} + \sin \frac{l}{R} \cos \frac{s}{R} \right].
 \end{aligned} \right\} \quad (8.27)$$

Аналогично можно получить такие же усилия для балки (рис. 8.6, б). Здесь, кроме условий равновесия, необходимо учесть дополнительное условие равенства нулю угла закручивания в точке 2, так как система статически неопределима. В результате формулы опорных усилий примут вид:

$$\left. \begin{aligned}
 R_1 &= \frac{s-l}{l} P; \\
 R_2 &= -P - R_1 = -\frac{s}{l} P; \\
 T_1 &= \left[-R \left(1 - \frac{s}{l} \right) + \frac{R}{\sin \frac{l}{R}} \left(\cos \frac{s}{R} \sin \frac{l}{R} - \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. - \cos \frac{l}{R} \sin \frac{s}{R} \right) \right] P + \left(\cos \frac{s}{R} - \sin \frac{s}{R} : \operatorname{tg} \frac{l}{R} \right) T; \\
 T_2 &= PR \left(\frac{\sin \frac{s}{R}}{\sin \frac{l}{R}} - \frac{s}{l} \right) + T \frac{\sin \frac{s}{R}}{\sin \frac{l}{R}}.
 \end{aligned} \right\} \quad (8.28)$$

Если требуется определить внутренние усилия в произвольном сечении балок (рис. 8.6, в) с радиусом-вектором r_c и текущей координатой s_c как равнодействующие опорных усилий и внешних нагрузок, то по формулам (8.5) получим:

1. При $s_c \leq s$

$$Q = R_1;$$

$$M_v = R_1 R \sin \frac{s_c}{R} - T_1 \sin \frac{s_c}{R};$$

$$T_{кр} = R_1 R \left(1 - \cos \frac{s_c}{R} \right) + T_1 \cos \frac{s_c}{R}.$$

2. При $s_c > s$

$$Q = R_1 + P;$$

$$M_v = R_1 R \sin \frac{s_c}{R} - T_1 \sin \frac{s_c}{R} + PR \left(\sin \frac{s_c}{R} \cos \frac{s}{R} - \right. \\ \left. - \sin \frac{s}{R} \cos \frac{s_c}{R} \right) - T \left(\sin \frac{s}{R} \cos \frac{s_c}{R} - \right. \\ \left. - \sin \frac{s_c}{R} \cos \frac{s}{R} \right);$$

$$T_{кр} = R_1 R \left(1 - \cos \frac{s_c}{R} \right) + T_1 \cos \frac{s_c}{R} + \\ + PR \left(1 - \cos \frac{s}{R} \cos \frac{s_c}{R} - \sin \frac{s}{R} \sin \frac{s_c}{R} \right) - \\ - T \left(\cos \frac{s}{R} \cos \frac{s_c}{R} + \sin \frac{s}{R} \sin \frac{s_c}{R} \right).$$

(8.29)

Положительные направления усилий Q , M_v и $T_{кр}$ в формулах (8.29) соответствуют указанным на рис. 8.6, в.

Значения опорных усилий подставляют в формулы (8.29) из формулы (8.27) или (8.28) в зависимости от расчетной схемы криволинейной балки. Используя полученные формулы, строят линии влияния усилий в произвольном сечении однопролетной балки.

8.3. РАСЧЕТ КРИВОЛИНЕЙНЫХ БАЛОК ПРОИЗВОЛЬНОГО ВИДА

Пролетные строения современных эстакад в большинстве случаев выполняют многопролетными с произвольной формой в плане, переменными геометрическими характеристиками сечений и различными опорными закреплениями. В общем виде расчет таких несущих систем весьма сложен. Однако, разделив балку на отдельные участки, каждый из которых имеет постоянную кривизну и постоянные геометрические характеристики (рис. 8.7, а), можно получить расчетные выражения в замкнутом виде. Заметим, что в пределах одного пролета балки как радиус кривизны, так и геометрические характеристики могут меняться и поэтому число участков в каждом пролете может быть различным.

Рассмотрим один из участков 1—2 криволинейной неразрезной балки, имеющий радиус кривизны R и длину его криволинейной оси l . Допустим, что опорные закрепления препятствуют закручиванию сечений (рис. 8.7, б).

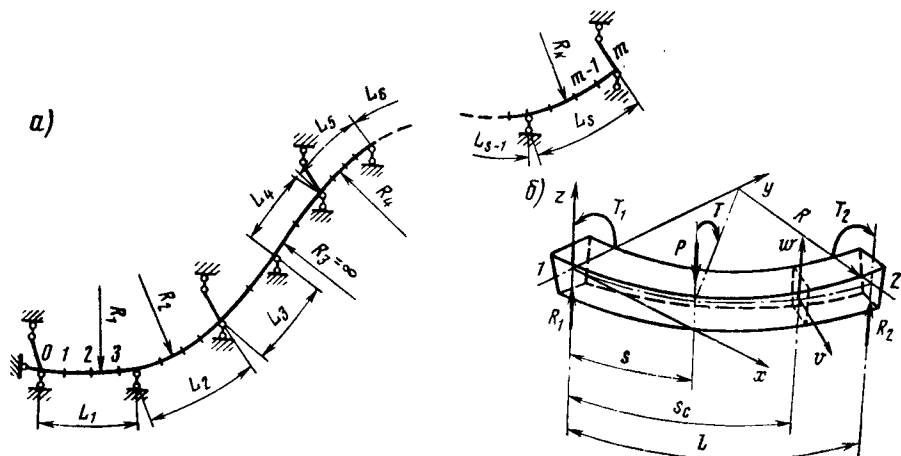


Рис. 8.7. Схемы к расчету неразрезных криволинейных балок

Под действием вертикальной силы P и закручивающего момента T , приложенных в сечении координатой s , возникают опорные реакции и опорные крутящие моменты, которые определяют формулами (8.28). Углы поворота φ_1 и φ_2 на концах участка от воздействия P и T составят:

$$\varphi_1 = \frac{1}{EI} \left\{ 0,5 (R_1 R^2 - T_1 R) \left(1 - \frac{l}{R} \frac{\cos \frac{l}{R}}{\sin \frac{l}{R}} \right) + \right. \\ \left. + 0,5 (TR - PR^2) \left[\frac{\sin \left(\frac{l-s}{R} \right)}{\sin \frac{l}{R}} - \left(\frac{l-s}{R} \right) \times \right. \right. \\ \left. \left. \times \frac{\cos \left(\frac{l-s}{R} \right)}{\sin \frac{l}{R}} \right] \right\} + \frac{1}{GI_t} \left\{ R_1 R^2 - PR^2 \frac{\sin \left(\frac{l-s}{R} \right)}{\sin \frac{l}{R}} + \right. \\ \left. + 0,5 (T_1 R - R_1 R^2) \left(1 + \frac{l}{R} \frac{\cos \frac{l}{R}}{\sin \frac{l}{R}} \right) - 0,5 (TR - \right. \\ \left. - PR^2) \left[\frac{\sin \left(\frac{l-s}{R} \right)}{\sin \frac{l}{R}} + \frac{(l-s)}{R} \frac{\cos \left(\frac{l-s}{R} \right)}{\sin \frac{l}{R}} \right] \right\}; \quad (8.30)$$

$$\left. \begin{aligned}
 \varphi_2 &= -\frac{1}{EI} \left[0,5 (R_2 R^2 - T_2 R) \left(1 - \frac{l}{R} \frac{\cos \frac{l}{R}}{\sin \frac{l}{R}} \right) + \right. \\
 &+ 0,5 (TR - PR^2) \left(\frac{\sin \frac{s}{R}}{\sin \frac{l}{R}} - \frac{s}{R} \frac{\cos \frac{s}{R}}{\sin \frac{l}{R}} \right) \Big] = \\
 &= -\frac{1}{GI_t} \left[R_2 R^2 - PR^2 \frac{\sin \frac{s}{R}}{\sin \frac{l}{R}} + 0,5 (T_2 R - R_2 R^2) \right. \\
 &\times \left(1 + \frac{l}{R} \frac{\cos \frac{l}{R}}{\sin \frac{l}{R}} \right) - 0,5 (TR - PR^2) \left(\frac{\sin \frac{s}{R}}{\sin \frac{l}{R}} + \right. \\
 &\left. \left. + \frac{s}{R} \frac{\cos \frac{s}{R}}{\sin \frac{l}{R}} \right) \right],
 \end{aligned} \right\} \quad (8.30)$$

где E, G — модули упругости и сдвига материала балки; I, I_t — моменты инерции поперечного сечения на изгиб и кручение; R_1, T_1, R_2, T_2 — опорные усилия и закручивающие моменты по концам участка.

Если на конце участка балки в сечении l приложен изгибающий момент M_n , то опорные усилия

$$\left. \begin{aligned}
 R_{T1} &= -R_{T2} = -\frac{M_n}{l}; \\
 M_{T1} &= M_n \left(\frac{\cos \frac{l}{R}}{\sin \frac{l}{R}} - \frac{1}{\frac{l}{R}} \right); \\
 M_{T2} &= M_n \left(\frac{1}{\frac{l}{R}} - \frac{1}{\sin \frac{l}{R}} \right),
 \end{aligned} \right\} \quad (8.31)$$

а углы поворота в тех же сечениях

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{T1} &= 0,5M_n R \left[\frac{1}{EI} \left(\frac{l/R}{\sin^2 \frac{l}{R}} - \frac{\cos l/R}{\sin l/R} \right) + \frac{1}{GI_t} \left(\frac{\cos \frac{l}{R}}{\sin \frac{l}{R}} + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{\frac{l}{R}}{\sin^2 \frac{l}{R}} - \frac{2}{\frac{l}{R}} \right) \right]; \\ \varphi_{T2} &= -0,5M_n R \left[\frac{1}{EI} \left(\frac{1}{\sin \frac{l}{R}} - \frac{l}{R} \frac{\cos \frac{l}{R}}{\sin^2 \frac{l}{R}} \right) + \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{GI_t} \left(\frac{2}{\frac{l}{R}} - \frac{1}{\sin \frac{l}{R}} - \frac{l}{R} \frac{\cos \frac{l}{R}}{\sin^2 \frac{l}{R}} \right) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (8.32)$$

При линейном смещении сечения l вверх на величину Δ без закручивания опорные усилия определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} R_{\Delta 1} &= -R_{\Delta 2} = \frac{\Delta GI_t}{lR^2}; \\ T_{\Delta 1} &= -T_{\Delta 2} = \frac{\Delta GI_t}{lR}. \end{aligned} \right\} \quad (8.33)$$

Те же опорные усилия, но только при закручивании опорного сечения l на угол θ будут такими:

$$\left. \begin{aligned} R_{\theta 1} &= -R_{\theta 2} = \frac{\theta GI_t}{lR}; \\ T_{\theta 1} &= -T_{\theta 2} = \frac{\theta GI_t}{l}. \end{aligned} \right\} \quad (8.34)$$

Формулы (8.30) — (8.34) позволяют рассчитать криволинейную неразрезную балку на основе смешанного метода строительной механики. За лишние неизвестные в этом случае принимают опорные изгибающие моменты X_i , углы поворота Y_i опорных сечений с закреплениями, препятствующими закручиванию, также вертикальные смещения опорных сечений Z_i . Общая система $(3m + 3)$ уравнений для определения указанных неизвестных по концам m участков, на которые разбита балка, имеет вид:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} X_1 + \dots + \delta_{1(m+1)} x_{m+1} + r_{11} Y_1 + \dots + r_{1(m+1)} Y_{(m+1)} + \\ + t_{11} Z_1 + \dots + t_{1(m+1)} Z_{m+1} + \Delta_{P1} = 0; \\ \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \quad (8.35)$$

Остальные грузовые члены в системе уравнений (8.35) равны нулю.

Если конечное сечение какого-либо участка разбиения рассчитываемой балки не совпадает с положением опоры, то неизвестное $Z_i = 0$, и из системы уравнений (8.35) должны быть исключены строка и столбец, соответствующие индексу i . В том случае, когда по концам участка балки нет закреплений, препятствующих закручиванию, также следует поступить с неизвестным Y_i .

Таким образом, изложенная методика позволяет рассчитывать неразрезные криволинейные балки с любой геометрией сечений, радиусами кривизны и типами опорных закреплений.

Определив неизвестные, можно затем найти поперечную силу Q , изгибающий момент M_r , а также крутящий момент $T_{кр}$ в любом сечении балки (см. рис. 8.6, в) по формулам:

$$\left. \begin{aligned} Q &= R_1 - P; \\ M_r &= R_1 R \sin \frac{s_c}{R} - T_1 \sin \frac{s_c}{R} + X_1 \cos \frac{s_c}{R} - PR \sin \left(\frac{s_c}{R} - \frac{s}{R} \right) + \\ &+ T \sin \left(\frac{s_c}{R} - \frac{s}{R} \right); \\ T_{кр} &= R_1 R \left(1 - \cos \frac{s_c}{R} \right) + T_1 \cos \frac{s_c}{R} + X_1 \sin \frac{s_c}{R} - PR \left[1 - \right. \\ &\left. - \cos \left(\frac{s_c}{R} - \frac{s}{R} \right) \right] - T \cos \left(\frac{s_c}{R} - \frac{s}{R} \right). \end{aligned} \right\} \quad (8.38)$$

где s_c — расстояние, отсчитываемое вдоль криволинейной оси от начала i -го участка до сечения, в котором определяются внутренние усилия.

Опорные усилия, входящие в формулы (8.38), определяются следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= \frac{(X_{i+1} - X_i)}{l} + \frac{(Y_i - Y_{i+1}) Gl}{lR} + \frac{(Z_i - Z_{i+1}) Gl}{lR^2} + \\ &+ (1 - \alpha) P; \\ T_1 &= X_i \left(\frac{\cos \frac{l}{R}}{\sin \frac{l}{R}} - \frac{1}{\frac{l}{R}} \right) + X_{i+1} \left(\frac{1}{\frac{l}{R}} - \frac{1}{\sin \frac{l}{R}} \right) + \\ &+ \frac{(Y_i - Y_{i+1}) Gl}{l} + \frac{(Z_i - Z_{i+1}) Gl}{lR} + \\ &+ PR \left[1 - \alpha - \frac{\sin \left(\frac{l}{R} - \frac{s}{R} \right)}{\sin \frac{l}{R}} \right] + T \frac{\sin \left(\frac{l}{R} - \frac{s}{R} \right)}{\sin \frac{l}{R}}. \end{aligned} \right\} \quad (8.39)$$

где $\alpha = s/L$.

Величины I_i , I и R в формулах (8.38), (8.39) принимают для рассматриваемого i -го участка балки, но индекс i для упрощения у них опущен.

Если $s_c < s$, то в формулах (8.38) следует считать $P = T = 0$. В том случае, когда в пределах рассматриваемого участка внешняя нагрузка отсутствует, в формулах (8.38), (8.39) также необходимо принять $P = T = 0$.

Приведенные формулы (8.38), (8.39) позволяют определить внутренние усилия в любом сечении криволинейной балки при воздействии внешних нагрузок как на участке с рассматриваемым сечением, так и на других участках. Величины Y_i , Y_{i+1} и Z_i , Z_{i+1} дают, кроме того, углы закручивания и прогибы по концам i -го участка.

Изложенная методика может быть использована для построения линий влияния внутренних усилий, а также прогибов и углов закручивания в необходимых сечениях. При расчете пролетных строений, имеющих в поперечном сечении несколько балок с жестким сечением, внешние воздействия можно определить с учетом коэффициента поперечной установки.

На основе приведенной методики составлены таблицы [7] линий влияния от единичных усилий, движущихся вдоль балки пролетного строения. Они охватывают случаи криволинейной консоли, однопролетной балки, двух-, трех- и четырехпролетных неразрезных балок с различной кривизной, жесткостью и способами закрепления их на опорах против закручивания. С помощью этих таблиц можно рассчитывать криволинейные балки при $R \geq 4,5 B$, где B — ширина пролетного строения, а также спиральные балки.

8.4. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОРОБЧАТЫХ СЕЧЕНИЙ ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБА С КРУЧЕНИЕМ

Действующими нормами на бетонные и железобетонные конструкции [24] регламентируется расчет по прочности элементов только прямоугольного сечения с ненапрягаемой арматурой, работающих на кручение с изгибом. Вместе с тем в сечениях современных предварительно напряженных железобетонных коробчатых пролетных строений эстакад и особенно криволинейных в плане возникают значительные крутящие моменты как от временных, так и от постоянных нагрузок, и поэтому расчеты по предельному состоянию первой группы с учетом кручения весьма необходимы. В качестве возможного варианта проверки прочности коробчатых сечений при совместном действии изгиба и кручения можно рассматривать изложенную ниже методику [29].

Как показывают расчеты, отношение крутящего момента к изгибающему от постоянных и временных нагрузок в сечениях пролетных строений криволинейных эстакад составляет 0,3–2,0.

Предельный крутящий момент T_u , воспринимаемый сплошным прямоугольным или коробчатым бетонным сечением без его работы на изгиб, можно определить исходя из предположения, что бетон в момент разрушения ведет себя как пластичный материал, а главные растягивающие напряжения в пределах всего поперечного сечения по-

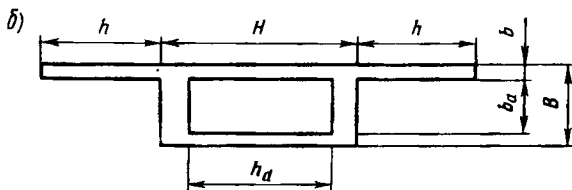
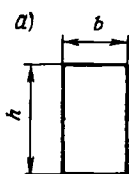


Рис. 8.8. Схемы к определению момента сопротивления сечений при пластическом кручении

стоянны и равны пределу прочности бетона на растяжение R_{bt} . Тогда можно записать, что

$$T_u \leq W_k R_{bt}, \quad (8.40)$$

где W_k — момент сопротивления поперечного сечения при пластическом кручении.

Для прямоугольного сечения (рис. 8.8, а)

$$W_k = \frac{b^2 (3h - b)}{6}, \quad (8.41)$$

для коробчатого сечения с консольными свесами

$$W_k = \frac{HB^3 - h_d b_d}{4,5B} + \frac{b^2 (3h - b)}{3}. \quad (8.42)$$

В формулах (8.41) и (8.42): b и h — соответственно меньший и больший размеры прямоугольного поперечного сечения (см. рис. 8.8, а) или открытых частей коробчатого сечения (рис. 8.8, б); B и H — соответственно меньший и больший внешние размеры замкнутой части коробчатого сечения (см. рис. 8.8, б); b_d и h_d — соответственно меньший и больший внутренние размеры замкнутой части коробчатого сечения (см. рис. 8.8, б).

Чтобы определить момент сопротивления W_k по формуле (8.42) для трапецидального коробчатого сечения, оно должно быть приведено к сечению с вертикальными стенками.

Предельный изгибающий момент, воспринимаемый железобетонным сечением без его работы на кручение, определяют по формуле расчета на прочность изгибаемых элементов

$$M_u \leq R_b b_l (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (8.43)$$

где R_b — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию; b — общая толщина стенок поперечного сечения;

x — высота сжатой зоны; h_0 — рабочая высота сечения; b'_f , h'_f — ширина и толщина плиты в сжатой зоне; R_{sc} — расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры на сжатие; A'_s — площадь поперечного сечения ненапрягаемой арматуры в сжатой зоне; h_{01} — расстояние от центра тяжести ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне до верхней грани сжатой зоны; a'_s — расстояние от центра тяжести ненапрягаемой арматуры в сжатой зоне до верхней грани сжатой зоны; σ_{pc} — остаточное напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне; A'_p — площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры в сжатой зоне; a'_p — расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры в сжатой зоне до верхней грани сжатой зоны (рис. 8.9, а).

Для напрягаемой арматуры, расположенной в сжатой зоне и имеющей сцепление с бетоном, σ_{ps} определяют по формуле

$$\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}, \quad (8.44)$$

где R_{pc} — расчетное сопротивление напрягаемой арматуры сжатию; $\sigma_{pс1}$ — расчетное предварительное напряжение в арматуре площадью A_p' с учетом потерь.

В выражении (8.43) рабочая высота сечения

$$h_0 := h - a,$$

где h — полная высота сечения;

$$a = \frac{R_s A_s a_s + R_p A_p a_p}{R_s A_s + R_p A_p};$$

a_s, a_p — расстояние от растянутой грани до центров тяжести ненапрягаемой и напрягаемой арматуры в растянутой зоне.

Высоту сжатой зоны бетона x определяют из уравнения, характеризующего равенство нулю проекций всех внутренних сил в сечении на продольную ось пролетного строения или (в общем случае) элемента, т. е.

$$x = \frac{R_s A_s + R_p A_p - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b}, \quad (8.45)$$

где R_s, R_p — расчетные сопротивления ненапрягаемой и напрягаемой арматуры в растянутой зоне; A_s, A_p — площади поперечного сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры в растянутой зоне.

Если высота сжатой зоны бетона $x < h_f$, то стенки сечения не сжаты (рис. 8.9, б), и при вычислении предельного изгибающего момента по формуле (8.43) следует считать $b = b'_f$. При этом отношение x/h_0 должно соответствовать требованиям СНиП 2.05.03-84.

Предположим, что имеется коробчатая балка, находящаяся под воздействием изгибающего и крутящего моментов. При преобладании крутящего момента над изгибающим характер разрушения балки будет соответствовать представленному на рис. 8.10, а. Если изгибающий момент больше крутящего, то картина разрушения балки будет такой, как показано на рис. 8.10, б.

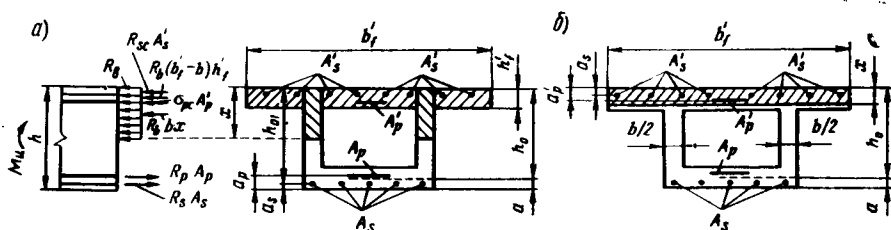


Рис. 8.9. Схемы к определению предельного изгибающего момента

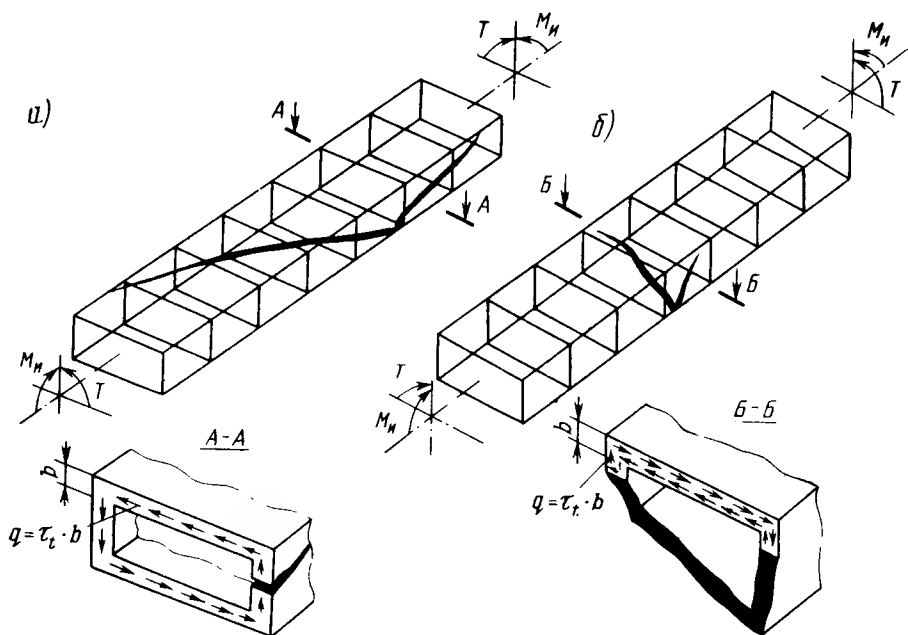


Рис. 8.10. Типы разрушения коробчатой балки, подверженной действию изгибающего и крутящего моментов

При первом типе разрушения главные растягивающие напряжения равны или превышают предел прочности бетона на растяжение R_{bt} , т. е.

$$\frac{\sigma_{bx} + \sigma_{by}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{bx} - \sigma_{by}}{2}\right)^2 + (\tau_t + \tau_q)^2} \geq -R_{bt}, \quad (8.46)$$

где σ_{bx} — продольные нормальные сжимающие напряжения в бетоне от действия изгибающего момента и сил предварительного напряжения; σ_{by} — нормальные напряжения в бетоне в направлении, нормальном к продольной оси; τ_t , τ_q — касательные напряжения от кручения и от изгиба.

Записав выражение (8.46) относительно τ_t , получим

$$\tau_t \leq R_{bt} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_{bx}}{R_{bt}}\right) \left(1 + \frac{\sigma_{by}}{R_{bt}}\right)} - \frac{\tau_q}{R_{bt}} \right]. \quad (8.47)$$

Если учесть, что касательные напряжения от кручения

$$\tau_t = T W_k,$$

а прочность бетона на растяжение

$$R_{bt} = T_u / W_k,$$

выражение (8.47) после преобразований перепишем в виде

$$\frac{T}{T_u} \leq \frac{W_k}{W_{ku}} \left\{ \sqrt{\left[1 + \frac{R_b}{R_{bt}} \left(\frac{\sigma_{bx}}{R_b}\right)\right] \left(1 + \frac{\sigma_{by}}{R_{bt}}\right)} - \frac{\tau_q}{R_{bt}} \right\}. \quad (8.48)$$

W_h/W_{hu} и σ_{bx}/R_b являются переменными величинами. При крутильном характере разрушения коробчатой балки поперечные сечения работают как цельные (см. сечение $A-A$ на рис. 8.10, а), передавая касательные усилия q через трещины на хомуты, и в этом случае момент сопротивления можно считать равным W_{hu} . При изгибном характере разрушения крутящий момент воспринимается только сжатой зоной бетона (см. сечение $B-B$ на рис. 8.10, б), и момент сопротивления W_h можно считать практически равным нулю.

Основываясь на двух последних положениях, представляется возможным допустить, что момент сопротивления на кручение W_h линейно изменяется от нуля до своего максимального значения W_{hu} в соответствии с выражением

$$\frac{W_h}{W_{hu}} = 1 - \frac{M}{M_u}, \quad (8.49)$$

где M , M_u — расчетный изгибающий момент в сечении и предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением без работы его на кручение.

Для нормальных сжимающих напряжений от изгиба в верхней зоне вводят допущение, что они считаются линейно возрастающими до R_b в зависимости от M/M_u , т. е. справедливо

$$\sigma_{bx} = \bar{\sigma}_{bx} + (R_b - \bar{\sigma}_{bx}) \frac{M}{M_u}$$

или (8.50)

$$\frac{\sigma_{bx}}{R_b} = \frac{\bar{\sigma}_{bx}}{R_b} + \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_{bx}}{R_b}\right) \frac{M}{M_u},$$

где $\bar{\sigma}_{bx}$ — нормальные напряжения от сил предварительного напряжения, определяемые средним значением между верхними и нижними фибровыми напряжениями $(\bar{\sigma}_{bx}^H + \bar{\sigma}_{bx}^B)/2$ при воздействии внешнего крутящего момента и равные верхним фибровым напряжениям $\bar{\sigma}_{bx}^B$ при воздействии только изгибающего момента.

При одновременном воздействии внешних крутящих и изгибающих моментов

$$\bar{\sigma}_{bx} = \frac{\bar{\sigma}_{bx}^H + \bar{\sigma}_{bx}^B}{2} - \left(\frac{\bar{\sigma}_{bx}^H + \bar{\sigma}_{bx}^B}{2} - \bar{\sigma}_{bx}^B \right) \frac{M}{M_u}.$$

Подставляя выражения (8.49) и (8.50) в формулу (8.48), получим выражение, характеризующее условие прочности на растяжение коробчатой (или прямоугольной) предварительно напряженной балки в виде

$$\frac{T}{T_u} \leq \left(1 - \frac{M}{M_u}\right) \left\{ \sqrt{ \left\{ 1 + \frac{R_b}{R_{bt}} \left[\frac{\bar{\sigma}_{bx}}{R_b} + \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_{bx}}{R_b}\right) \frac{M}{M_u} \right] \right\} \left(1 + \frac{\sigma_{by}}{R_{bt}}\right) - \frac{\tau_q}{R_{bt}} } \right\}. \quad (8.51)$$

При втором типе разрушения в сжатой от изгиба зоне происходит раздавливание бетона в результате достижения главными сжимающими напряжениями предела прочности бетона на сжатие R_b . В формализованном виде последнее положение представляется так:

$$\frac{\sigma_{bx} + \sigma_{by}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{bx} - \sigma_{by}}{2}\right)^2 + \tau_t^2} \leq R_b. \quad (8.52)$$

В формуле (8.52) отсутствуют касательные напряжения от изгиба τ_q , поскольку для пролетных строений эстакад они не оказывают существенного влияния на прочность верхней плиты, по которой происходит разрушение. Преобразуя формулу (8.52), так же как формулу (8.46) при получении выражения (8.51), будем иметь:

$$\frac{T}{T_u} \leq \left(1 - \frac{M}{M_u}\right) \frac{R_b}{R_{bt}} \sqrt{\left(1 - \frac{\bar{\sigma}_{bx}}{R_b}\right) \left(1 - \frac{M}{M_u}\right) \left(1 - \frac{\sigma_{by}}{R_b}\right)}. \quad (8.53)$$

Выражения (8.51) и (8.53) дают возможность при заданном значении M/M_u определить отношение T/T_u , при котором соблюдаются условия прочности рассчитываемого сечения на растяжение и сжатие. Другими словами, при известном изгибающем моменте M прочность рассматриваемого сечения будет обеспечена, если крутящий момент T не превышает значений, получаемых по выражениям (8.51) и (8.53).

Содержание формул (8.51) и (8.53) весьма удобно раскрыть на конкретном примере. Рассмотрим случай, для которого $R_b/R_{bt} = 10$, $\tau_q = 0$, $\sigma_{by} = 0$, а $\varepsilon = \bar{\sigma}_{bx}/R_b$ является переменной величиной. При заданных параметрах выражения (8.51) и (8.53) представляются графиками, приведенными на рис. 8.11.

В конструкциях без предварительного напряжения, т. е. когда $\varepsilon = 0$, разрушение происходит за счет кручения при достижении бетоном предела прочности по главным растягивающим напряжениям. При отношениях $M/M_u \leq 0,3$ крутящий момент оказывается по значению больше предельного, а при $M/M_u > 0,3$ происходит уменьшение части сечения, воспринимающей крутящие моменты, и поэтому отношение T/T_u также уменьшается. В том случае, когда $M = M_u$, сечение не воспринимает крутящий момент совсем.

В конструкциях с предварительно обжатом бетоном, т. е. когда $\varepsilon > 0$, крутящий момент, при котором обеспечивается прочность сечений, увеличивается. В то же время увеличение уровня предварительного напряжения ведет к приближению главных сжимающих напряжений к расчетному сопротивлению на сжатие. Уже при $\varepsilon > 0,5$ в случае значительных изгибающих моментов ($M/M_u > 0,6$) определяющей становится проверка на прочность по сжатию. Резко уменьшаются крутящие моменты, при которых обеспечивается прочность сечений (см. штриховые кривые на рис. 8.11). При $\bar{\sigma}_{bx} = R_b$ сечения не могут воспринимать никаких воздействий.

Если при расчетах на прочность сечений по растяжению одновременно с продольной арматурой учитывать хомуты, то соответствующее условие запишется так:

$$\frac{T}{T_u} \leq \left(1 - \frac{M}{M_u}\right) \sqrt{\left\{1 + \frac{R_b}{R_{bt}} \left[\frac{\bar{\sigma}_{bx}}{R_b} + \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_{bx}}{R_b}\right) \frac{M}{M_u} \right] \right\} \left(1 + \frac{\sigma_{by}}{R_{bt}}\right) + \eta}, \quad (8.54)$$

где коэффициент η учитывает влияние поперечной арматуры. Из рассмотрения условия равновесия внутренних и внешних сил при кручении железобетонного элемента получим

$$\eta = 1,5 \left(\frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w T_u} b_1 b_2 - \frac{d}{2d+1} \right), \quad (8.55)$$

где R_{sw} — расчетное сопротивление материала хомутов; A_{sw} — площадь поперечного сечения хомута; S_w — шаг хомутов; b_1, b_2 — соответственно большее и меньшее расстояние между ветвями хомутов (рис. 8.12); $d = b_1/b_2$.

Если рассматривать работу поперечных сечений под действием крутящих моментов и поперечной силы Q , то

$$\eta = 1,5 \left[\frac{b_1 b_2}{T_u} \left(\frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w} - \frac{mQ}{3c} \right) - \frac{d}{d+1} \right], \quad (8.56)$$

где m — коэффициент, учитывающий долю поперечной силы, воспринимаемой хомутами; c — длина горизонтальной проекции наклонной трещины.

Для пролетных строений железобетонных эстакад можно принять $m = 0,5$, а угол наклона трещины — равным 45° .

При одновременном воздействии на сечение изгибающего и крутящего моментов, а также поперечной силы и с приближением характера разрушения железобетонной коробчатой или прямоугольной балки к изгибному влияние поперечной арматуры на восприятие крутящих моментов уменьшается. Можно указать граничное отношение M'/M_u , при котором меняется характер разрушения балки от крутильного к изгибному. Для этого в условии прочности (8.51) необходимо принять $\bar{\sigma}_{bx} = 0$, $\tau_q = 0$ и $T/T_u = 1$. Тогда получим

$$\frac{M'}{M_u} \left(1 - \frac{R_{bt}}{2R_b} \right) - \left(\sqrt{\frac{4R_b}{R_{bt} + 1}} \right) / \left(\frac{2R_b}{R_{bt}} \right). \quad (8.57)$$

В зависимости от характера разрушения балки, определяемого диапазоном изменения M'/M_u , коэффициент η следует вычислять по различным формулам. При крутильном характере разрушения, т. е. когда

$$0 \leq \frac{M}{M_u} \leq \frac{M'}{M_u},$$

коэффициент η следует определять по формуле (8.56). Если $\frac{M'}{M_u} < \frac{M}{M_u} \leq 1$, что соответствует условиям изгибного характера разрушения, то становится справедливой формула

$$\eta = 1,5 \left[\frac{b_1 b_2}{T_u} \left(\frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w} - \frac{mQ}{3c} \right) - \frac{d}{d+1} \right] \frac{1 - \frac{M}{M_u}}{1 - \frac{M'}{M_u}}. \quad (8.58)$$

При проверках прочности железобетонных сечений по сжатию влиянием поперечной арматуры можно пренебречь, т. е. использовать выражение (8.53).

8.5. ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СЕЧЕНИЙ ДЛЯ РАСЧЕТА НА ИЗГИБ

Поперечные сечения современных эстакад и путепроводов нередко имеют несимметричную форму. При определении их геометрических характеристик для расчетов на изгиб или внецентренное сжатие не удастся воспользоваться готовыми формулами, а придется проводить сложное интегрирование. Задача упрощается, если для определения геометрических характеристик сечений применить методы векторной алгебры [6]. В этом случае можно получить общие формулы для сечений любого вида, что облегчает составление программ расчета на ЭВМ.

Заменим контур заданного сложного поперечного сечения (рис. 8.13, а) ломаной линией (рис. 8.13, б). Координаты точек перелома линий-узлов контура считаем заданными в произвольно принятой прямоугольной системе координат u'' , w'' на плоскости сечения. Это значит, что для каждой точки i известен ее радиус-вектор r_i . Если

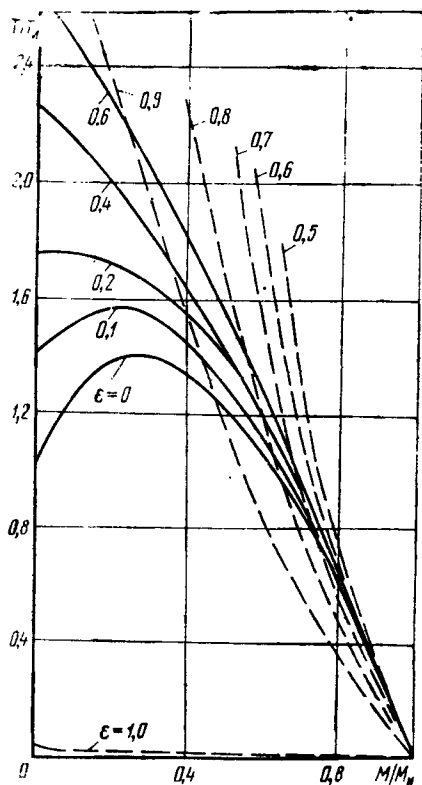


Рис. 8.11. Зависимости $\frac{T}{T_u}$ и $\left(\frac{M}{M_u}\right)$ при расчете железобетонных сечений на прочность:

сплошная — по растяжению; штриховая — по сжатию

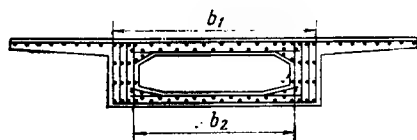


Рис. 8.12. Схема к определению расстояний между ветвями хомутов

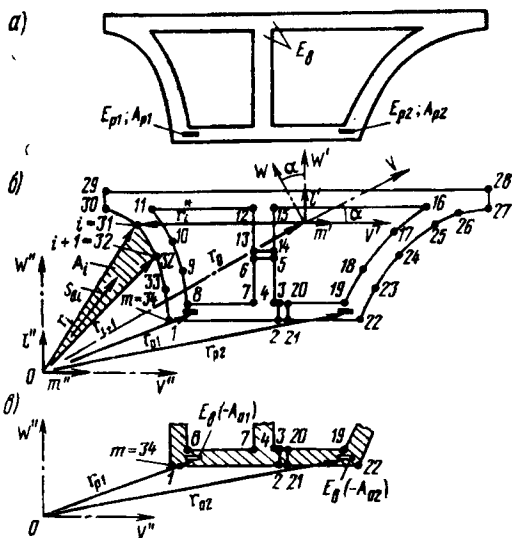


Рис. 8.13. Схемы к определению геометрических характеристик сечений в векторной форме

в сечении имеются полости или отверстия, то их необходимо соединить условными разрезами и внешней гранью так, чтобы можно было получить непрерывный контур сечения. Все узлы на полученном контуре нумеруют от первого $i = 1$ до последнего m , который считают совпадающим с первым (см. рис. 8.13, б).

Площадь треугольника, заключенного между радиусами-векторами, направленными в две последовательно расположенные точки i и $i + 1$, определяют как векторное произведение

$$\mathbf{A}_i = 0,5 \mathbf{r}_i \times \mathbf{r}_{i+1}. \quad (8.59)$$

Вектор $\mathbf{A}_i$ направлен перпендикулярно плоскости сечения и имеет различный знак в зависимости от направления движения от точки i к точке $i + 1$, а модуль его равен площади треугольника 0, i , $i + 1$.

При обходе контура площадь треугольника, заключенного между двумя радиусами-векторами, получается положительной, если направление обхода не совпадает с ходом часовой стрелки (например, точки 28 и 29) и отрицательной в противном случае (например, точки 31 и 32). Если просуммировать площади всех таких треугольников, обойдя весь контур сечения, получим вектор площади поперечного сечения:

$$\mathbf{A} = 0,5 \sum_{i=1}^{m-1} \mathbf{r}_i \times \mathbf{r}_{i+1}; \quad A = |\mathbf{A}|, \quad (8.60)$$

где A — площадь рассматриваемого сечения.

Статический момент площади отдельного треугольника S_i относительно принятого начала координат численно равен этой площади, умноженной на расстояние от центра тяжести до начала координат. В векторной форме можно записать

$$\mathbf{S}_{bi} = \frac{2}{3} \frac{\mathbf{r}_i + \mathbf{r}_{i+1}}{2} \times \mathbf{A}_i. \quad (8.61)$$

Вектор $\mathbf{S}_{bi}$ расположен в плоскости треугольника 0, i , $i + 1$ и направлен перпендикулярно медиане из вершины 0 (см. рис. 8.13, б). Чтобы направить вектор статического момента треугольника по направлению к его центру тяжести без изменения его значения, следует произвести векторное умножение произведения (8.61) на единичный вектор $\mathbf{n}$ (0,0,1), перпендикулярный плоскости сечения. Тогда вектор статического момента треугольника

$$\mathbf{S}_{bi} = \mathbf{n} \times \left(\frac{2}{3} \frac{\mathbf{r}_i + \mathbf{r}_{i+1}}{2} \times \mathbf{A}_i \right). \quad (8.62)$$

Суммируя отдельные векторы $\mathbf{S}_{bi}$ при обходе всего контура сечения, так же как для определения его площади, и заменяя $\mathbf{A}_i$ выражением (8.59), получим вектор статического момента всего сечения, направленный в его центр тяжести:

$$\mathbf{S}_b = \frac{1}{6} \sum_{i=1}^{m-1} \mathbf{n} \times [(\mathbf{r}_i + \mathbf{r}_{i+1}) \times (\mathbf{r}_i \times \mathbf{r}_{i+1})]. \quad (8.63)$$

Зная статический момент всего сечения, можно получить радиус-вектор r_0 его центра тяжести в начальной системе координат v'', w'' :

$$r_0 = \frac{S_b}{A}. \quad (8.64)$$

Проекции вектора r_0 на координатные оси определяют координаты центра тяжести сечения:

$$v_0 = r_0 m''; \quad w_0 = r_0 l''.$$

Новые координатные оси v' , w' расположим в центре тяжести сечения. Тогда новые радиусы-векторы r_i^* точек контура сечения можно определить как разность векторов, т. е. (см. рис. 8.13, б)

$$r_i^* = r_i - r_0. \quad (8.65)$$

В дальнейшем будем оперировать этими новыми радиусами-векторами в координатных осях v' , w' , но для простоты опустим обозначение звездочкой.

Векторы моментов инерции сечения $I_{v'}$, $I_{w'}$ относительно осей сечения v' , w' и центробежного момента $I_{v'w'}$ получают аналогично векторам, определяемым формулами (8.60) и (8.63), а именно:

$$\left. \begin{aligned} I_{v'} &= \frac{1}{16} \sum_{i=1}^{m-1} \left\{ [(r_i + r_{i+1}) l']^2 + \frac{1}{3} [(r_{i+1} - r_i) l']^2 \right\} (r_i \times r_{i+1}); \\ I_{w'} &= \frac{1}{16} \sum_{i=1}^{m-1} \left\{ [(r_i + r_{i+1}) m']^2 + \frac{1}{3} [(r_{i+1} - r_i) m']^2 \right\} (r_i \times r_{i+1}); \\ I_{v'w'} &= \frac{1}{16} \sum_{i=1}^{m-1} \left\{ [(r_i + r_{i+1}) l'] [(r_i + r_{i+1}) m'] + \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{12} [(r_{i+1} - r_i) l'] [(r_{i+1} - r_i) m'] \right\} (r_i \times r_{i+1}), \end{aligned} \right\} \quad (8.66)$$

где m' (1; 0; 0), l' (0; 1; 0) — единичные векторы осей v' и w' , равные единичным векторам осей v'' и w'' , так как при переносе сохранили их направление.

По численному значению моменты инерции $I_{v'}$, $I_{w'}$, $I_{v'w'}$ равны модулям соответствующих векторов (8.66). Значения тех же моментов инерции, но относительно главных центральных осей сечения v , w определяют по известным формулам:

$$\left. \begin{aligned} I_v &= \frac{I_{v'} + I_{w'}}{2} + \sqrt{\frac{(I_{v'} - I_{w'})^2}{4} + I_{v'w'}^2}; \\ I_w &= \frac{I_{v'} + I_{w'}}{2} - \sqrt{\frac{(I_{v'} - I_{w'})^2}{4} + I_{v'w'}^2}; \\ I_{vw} &= 0; \quad \operatorname{tg} 2\alpha = -\frac{2I_{v'w'}}{I_{v'} - I_{w'}}, \end{aligned} \right\} \quad (8.67)$$

где α — угол наклона главных осей v , w по отношению к осям v' , w' (см. рис. 8.13, б).

Приведенные выше формулы позволяют определить геометрические характеристики при расчете на изгиб однородных сечений. Аналогично можно определить такие же характеристики при учете разных материалов в составе сечения (например, стали и бетона). Для железобетонного сечения элементы арматуры можно сосредоточивать на ограниченной площади (например, A_{p1} и A_{p2} на рис. 8.13, а). Радиусы-векторы центров тяжести этих площадей обозначаются через r_{pi} (см. рис. 8.13, б). Тогда для получения приведенных геометрических характеристик сечения с учетом элементов арматуры в вышеприведенные формулы следует добавлять следующие слагаемые:

во вторую формулу (8.60)

$$+ \frac{1}{E_b} \sum_{i=1}^p E_{pi} A_{pi}$$

в формулу (8.63)

$$+ \frac{1}{E_b} \sum_{i=1}^p E_{pi} A_{pi} r_{pi};$$

к величинам $I_{v''}$, $I_{w''}$, $I_{v''w''}$ в формулах (8.66) соответственно:

$$\begin{aligned} &+ \frac{1}{E_b} \sum_{i=1}^p E_{pi} A_{pi} (r_{pi} l')^2; \\ &+ \frac{1}{E_b} \sum_{i=1}^p E_{pi} (r_{pi} m')^2; \\ &+ \frac{1}{E_b} \sum_{i=1}^p E_{pi} A_{pi} (r_{pi} l') (r_{pi} m'), \end{aligned}$$

(8.68)

где p — количество сосредоточенных площадей арматуры; E_{pi} , A_{pi} — модуль упругости и площадь i -го элемента арматуры; E_b — модуль упругости материала однородного (бетонного) сечения.

В том случае, когда требуется определить геометрические характеристики сечений с учетом ослаблений под каналы напрягаемой арматуры, в формулах (8.68) принимают:

$$E_{pi} = E_b; \quad A_{pi} = -A_{oi},$$

где A_{oi} — площадь i -го ослабления сечения (рис. 8.13, в).

Следует заметить, что при определении геометрических характеристик начальные координатные оси v'' , w'' могут быть назначены на плоскости в произвольном месте. Однако если сечение имеет хотя бы одну ось симметрии, одну координатную ось целесообразно совместить с этой осью.

8.6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НОРМАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

При проверках трещиностойкости балок предварительно напряженных пролетных строений эстакад требуется вычислить нормальные напряжения в сечениях от нормативных усилий в предположении упругой работы материала.

Под действием нормальной силы N и двух изгибающих моментов M_v и M_w в точке сечения с координатами v, w (рис. 8.14, а) возникают напряжения

$$\sigma_{bu} = \frac{N}{A} + \frac{M_v}{I_v} w + \frac{M_w}{I_w} v + \sigma_{пт}$$

или в векторной форме

$$\sigma_{bu} = \frac{Pn}{A} + \frac{Mm}{I_v} w + \frac{Ml}{I_w} v + \sigma_{пт},$$
(8.69)

где A, I_v, I_w — площадь и моменты инерции поперечного сечения относительно осей v и w ; $\sigma_{пт}$ — суммарные изменения напряжений в данной точке сечения, вызванные усадкой, ползучестью бетона и другими длительными воздействиями; P и M — вектор силы и вектор момента в сечении пролетного строения; n, m, l — единичные векторы вдоль координатных осей u, v, w .

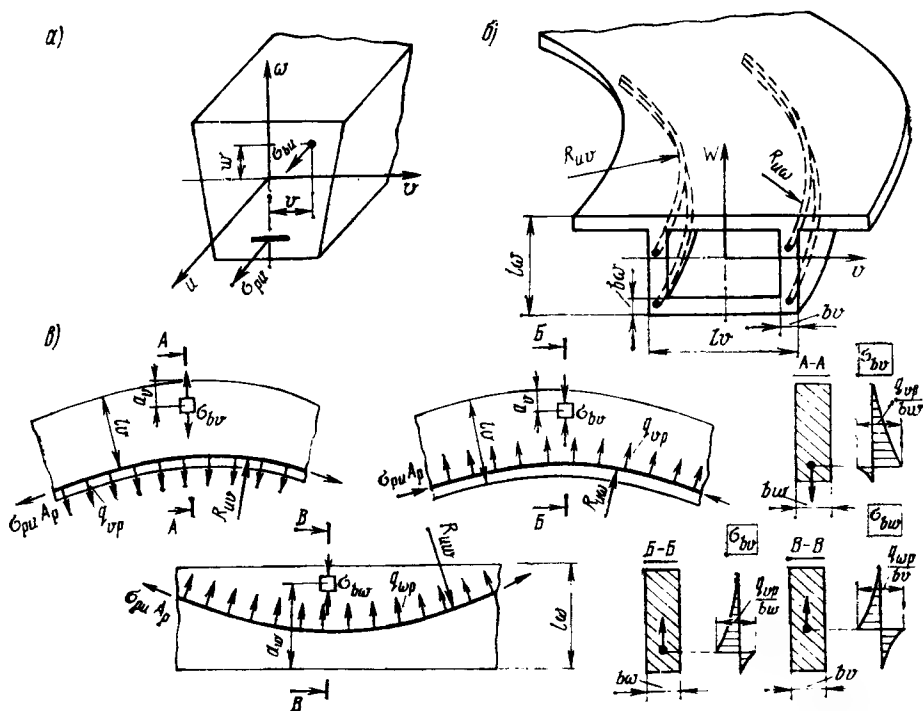


Рис. 8.14. Схемы к определению нормальных напряжений в криволинейных балках

Нормальные напряжения в элементе арматуры при этом: для напрягаемой арматуры

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{pu} &= \sigma_p - \Sigma \Delta \sigma_p + \frac{E_p}{E_b} \sigma_{bu}; \\ \text{для ненапрягаемой арматуры;} \\ \sigma_{su} &= \frac{E_s}{E_b} \sigma_{bu}. \end{aligned} \right\} \quad (8.70)$$

где σ_p — напряжения, отвечающие контролируемому усилию; $\Sigma \Delta \sigma_p$ — потери предварительного напряжения; E_p , E_s и E_b — модули упругости напрягаемой, ненапрягаемой арматуры и бетона; σ_{bu} — напряжение в бетоне на уровне центра тяжести сечения элемента арматуры.

При натяжении арматуры до бетонирования величину σ_{bu} в формулах (8.70) следует определять по формулам (8.69) от воздействия полных постоянных и временных нагрузок. Если натяжение арматуры производится после бетонирования, то напряжения σ_{bu} должны определяться от той части нагрузок, которые прикладывают к конструкции после натяжения арматуры.

Кроме продольных напряжений σ_{bu} , в сечениях пролетных строений возникают нормальные напряжения σ_{bv} в горизонтальной и σ_{bw} в вертикальной плоскостях, вызванные криволинейным расположением напрягаемой и даже ненапрягаемой арматуры (рис. 8.14, б). Радиусы кривизны для осей элементов арматуры в криволинейном пролетном строении определяют в соответствии с ранее приведенными формулами (8.12). Тогда распределенные усилия, передаваемые бетоны от криволинейной арматуры с продольным напряжением σ_{pu} (или σ_{su}), будут (рис. 8.14, в):

$$q_{vp} = \frac{\sigma_{pu} A_p}{R_{uv}}; \quad q_{wp} = \frac{\sigma_{pu} A_p}{R_{uw}}, \quad (8.71)$$

где R_{uv} , R_{uw} , A_p — радиусы кривизны продольных осей арматуры и площадь ее поперечного сечения. При этом напряжения σ_{pu} (или σ_{su}) необходимо принимать с соответствующими знаками. Если арматура растянута, то сжимающие усилия q_{vp} или q_{wp} направлены к центру кривизны. При сжатой арматуре те же усилия направлены в обратную сторону (см. рис. 8.14, в).

Под действием усилий q_{vp} или q_{wp} в бетоне балок пролетных строений возникают сжимающие и растягивающие нормальные напряжения [3]. Так как арматура искривляется в стенках или плитах несущей конструкции, то можно условно определять эти напряжения только для прямоугольных элементов. Тогда напряжения (см. сечения А — А, Б — Б и В — В на рис. 8.14, в) будут определяться по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bv} &= 2q_{vp} \frac{a_v^2}{I_v^3 b_w} \left(\frac{3}{2} l_v - a_v \right) \left| - \frac{q_{vp}}{b_w} \right|; \\ \sigma_{bw} &= 2q_{wp} \frac{a_w^2}{I_w^3 b_v} \left(\frac{3}{2} l_w - a_w \right) \left| - \frac{q_{wp}}{b_v} \right|, \end{aligned} \right\} \quad (8.72)$$

где a_v и a_w — расстояния от грани рассматриваемого элемента, наиболее удаленной от центра кривизны криволинейной арматуры, до точки, в которой определяются напряжения; b_v , l_v , b_w , l_w — толщина и ширина прямоугольных элементов (см. рис. 8.14, б).

Члены, расположенные за вертикальной чертой в формулах (8.72), учитываются в том случае, когда в пределах расстояний a_v или a_w находится элемент арматуры.

Если в плите или стенке балки находится несколько криволинейных элементов арматуры, то напряжения по формулам (8.72) следует определить для каждого из них, потом результаты просуммировать.

Помимо напряжений от искривления элементов арматуры в бетоне несущей конструкции, возникают нормальные напряжения σ_{bv} или σ_{bw} от предварительного напряжения хомутов или поперечной арматуры плит, которые могут быть учтены обычными методами расчета железобетонных пролетных строений мостов.

8.7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КАСАТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

Распределение по сечению напряжений, вызванных поперечными силами и крутящими моментами, зависит от формы сечения.

В сплошных сечениях касательные напряжения вдоль осей v и w определяют по формуле Журавского (рис. 8.15, а):

$$\tau_v = \frac{Q_v S_w^{\text{отс}}}{I_w b_w}; \quad \tau_w = \frac{Q_w S_v^{\text{отс}}}{I_v b_v}, \quad (8.73)$$

где Q_v , Q_w — поперечные силы вдоль осей v и w ; $S_v^{\text{отс}}$, $S_w^{\text{отс}}$ — статические моменты отсеченных частей сечения относительно осей v и w ; I_v , I_w — моменты инерции сечения относительно осей v и w ; b_v , b_w — толщина элементов поперечного сечения по осям v и w .

Полные касательные напряжения в рассматриваемой точке

$$\tau = \sqrt{\tau_v^2 + \tau_w^2}. \quad (8.74)$$

В тонкостенном открытом сечении касательные напряжения направлены вдоль срединной линии (рис. 8.15, б) и равномерно распределяются по его толщине. При одновременном воздействии поперечных сил Q_v и Q_w полные касательные напряжения в таком сечении определяются алгебраическим суммированием:

$$\tau = \tau_v + \tau_w; \quad \tau_v = \frac{Q_v S_w^{\text{отс}}}{I_w b};$$

$$\tau_w = \frac{Q_w S_v^{\text{отс}}}{I_v b}, \quad (8.75)$$

где b — толщина элемента поперечного сечения.

Касательные напряжения при кручении балки с открытым контуром определяют, условно разбивая сечение на отдельные прямоугольники (рис. 8.15, в). В каждом таком прямоугольнике возникает поток

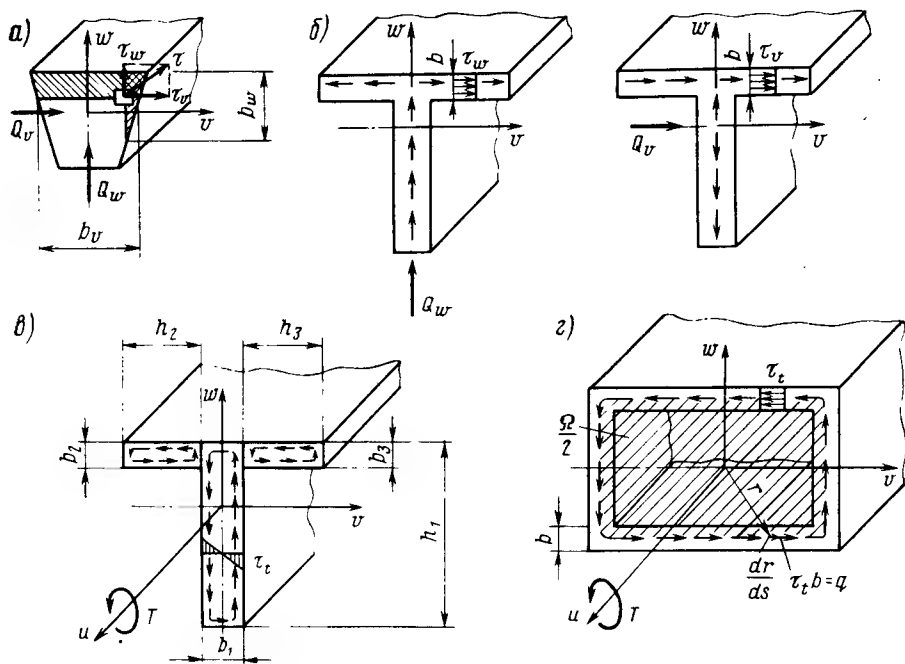


Рис. 8.15. Действие касательных напряжений в различных сечениях

касательных напряжений свободного кручения. При этом напряжения τ_t распределяются по толщине элементов сечения, принимая наибольшие значения по их краям. Эти наибольшие напряжения определяют по формуле

$$\tau_t = \frac{T_t}{I_t} b, \quad (8.76)$$

где T_t — момент свободного кручения, равный по величине внешнему крутящему моменту; I_t — момент инерции сечения на кручение.

Для сечения, приведенного на рис. 8.15, в,

$$I_t = \frac{b_1^3 h_1}{3} + \frac{b_2^3 h_2}{3} + \frac{b_3^3 h_3}{3}.$$

Касательные напряжения свободного кручения в одноконтурном коробчатом сечении (рис. 8.15, г) считаются равномерно распределенными по толщине и образуют замкнутый поток. Крутящий момент от этих напряжений относительно любой точки на плоскости сечения должен быть равен внешнему крутящему моменту, т. е.

$$T = \oint \mathbf{r} \times \left(\tau_t b \frac{d\mathbf{r}}{ds} \right) \Big| ds, \quad (8.77)$$

где $\mathbf{r}$ — радиус-вектор срединной линии замкнутого контура в функции ее длины s .

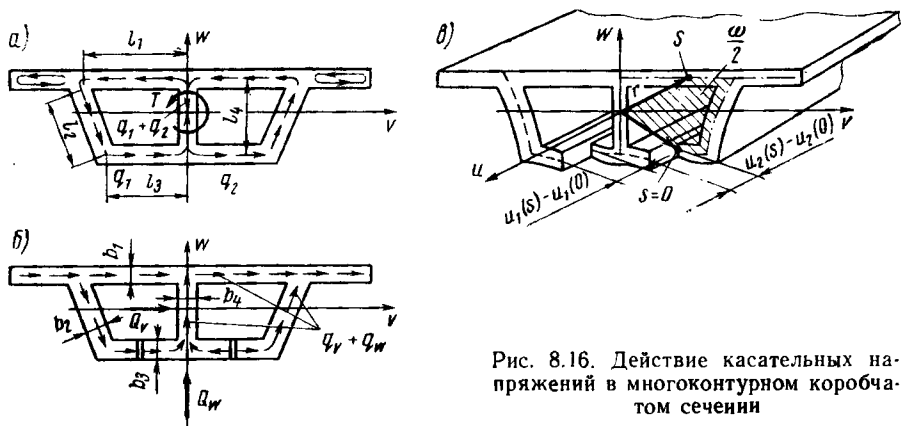


Рис. 8.16. Действие касательных напряжений в многоконтурном коробчатом сечении

Из закона взаимности касательных напряжений можно доказать, что касательное усилие на 1 м длины q , действующее вдоль срединной линии, постоянно по всему контуру:

$$q = \tau_t b = \text{const.} \quad (8.78)$$

Тогда величину q и касательные напряжения τ_t можно определить из формулы (8.77):

$$q = \frac{T}{\oint |\mathbf{r} \times d\mathbf{r}|} = \frac{T}{\Omega} ; \quad \tau_t = \frac{T}{\Omega b} , \quad (8.79)$$

где Ω — удвоенная площадь, охватываемая замкнутым контуром сечения.

Заметим, что вторая формула в формуле (8.79) совпадает с ранее записанной в (7.11).

Определим касательные напряжения от поперечных сил и крутящих моментов в многоконтурном сечении с консолями верхней плиты (рис. 8.16, а). Считаем, что известно положение центра тяжести сечения и направление главных осей инерции v и w . В каждом i -м замкнутом контуре при кручении возникает замкнутый поток касательных усилий q_i . В промежуточных стенках сечения потока от двух соседних контуров алгебраически складываются. Кроме того, в сечении возникают касательные напряжения от поперечных сил (рис. 8.16, б), а также замкнутые потоки касательных напряжений в консольных свесах верхней плиты (см. рис. 8.16, а).

Проведем условные разрезы в каждом замкнутом контуре, превратив тем самым сечение в открытое (см. рис. 8.16, б). Под действием касательных напряжений сечение деформируется. В соответствии с теорией тонкостенных стержней замкнутого профиля общее уравнение деформации имеет вид

$$u(s) - u(0) = \frac{1}{G} \int_0^s \tau_t ds - \theta'_u \omega , \quad (8.80)$$

Уравнений вида (8.82) недостаточно для определения неизвестных потоков q_i , так как в них, кроме того, входит еще одна неизвестная величина θ'_n . Тогда в дополнение к уравнениям замкнутости (8.82) следует записать условие, характеризующее равенство суммы всех касательных усилий крутящему моменту в рассматриваемом сечении, т. е.

$$q_1 \Omega_1 + \dots + q_n \Omega_n + G \theta'_n \sum_i I_{ti} = T + Q_r W_A + Q_w V_A, \quad (8.83)$$

где $\sum_i I_{ti}$ — сумма моментов инерции на кручение консольных свесов верхней плиты; W_A , V_A — координаты центра изгиба сечения относительно его центра тяжести. Для симметричного относительно вертикальной оси сечения координата $V_A = 0$.

Совместное решение уравнений (8.82) и (8.83) позволяет найти все неизвестные касательные усилия q_i . Решение удобно проводить в матричной форме. Введем для этого матрицы:

$$\left. \begin{aligned} S &= \begin{vmatrix} s_{11} & s_{12} & \dots & s_{1n} \\ s_{21} & s_{22} & \dots & s_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ s_{n1} & s_{n2} & \dots & s_{nn} \end{vmatrix}; \\ \Omega &= \begin{vmatrix} \Omega_1 \\ \Omega_2 \\ \vdots \\ \Omega_n \end{vmatrix}; \quad Q = \begin{vmatrix} Q_{r1} + Q_{w1} \\ Q_{r2} + Q_{w2} \\ \vdots \\ Q_{rn} + Q_{wn} \end{vmatrix}; \\ \Omega_1 &= [\Omega_1, \Omega_2, \dots, \Omega_n]; \\ q &= \begin{vmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_n \end{vmatrix}, \end{aligned} \right\} \quad (8.84)$$

где S — квадратная матрица; Ω , Q , q — матрицы-столбцы; Ω_1 — матрица-строка.

Решение в матричной форме имеет вид:

$$\left. \begin{aligned} q &= S^{-1} (\theta'_n G \Omega - Q) \cdot \frac{T + Q_r W_A + Q_w V_A + \Omega_1 S^{-1} Q}{I_t} S^{-1} \Omega - S^{-1} Q; \\ \theta'_n &= \frac{T + Q_r W_A + Q_w V_A + \Omega_1 S^{-1} Q}{G I_t}, \end{aligned} \right\} \quad (8.85)$$

где S^{-1} — матрица, обратная матрице S ; $I_t = (\Omega_1 S^{-1} \Omega + \sum I_{ti})$ — момент инерции многоконтурного сечения на кручение.

По найденной матрице q можно определить касательные напряжения в любой точке сечения по формуле

$$\tau = \frac{\sum q_i + q_v + q_w}{b}, \quad (8.86)$$

где $\sum q_i$ — сумма касательных усилий в данной точке, если она принадлежит одновременно нескольким замкнутым контурам; q_v , q_w — касательные усилия в той же точке от поперечных сил в сечении с разрезами; b — толщина сечения в рассматриваемой точке.

Под воздействием продольных и поперечных нормальных напряжений, а также касательных напряжений, вызванных изгибом, кручением и деформациями контура в сечениях балок пролетных строений железобетонных эстакад, создается сложное напряженное состояние. В этой связи важное значение имеют проверки по главным сжимающим и растягивающим напряжениям.

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ КРИВОЛИНЕЙНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЭСТАКАД И РАСЧЕТ ОПОР

9.1. ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ И ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ЭСТАКАД

Под действием нагрузок, передаваемых пролетным строениям, криволинейные эстакады испытывают деформации изгиба в вертикальной и горизонтальной плоскостях, а также деформации, связанные с кручением. Общие перемещения пролетных строений как линейные, так и угловые можно определить в векторной форме.

Вектор линейного перемещения u равен по модулю самому перемещению (прогибу) и совпадает с ним по направлению. Вектор угла поворота ω равен по модулю углу поворота в радианах (рис. 9.1, а) и направлен перпендикулярно плоскости поворота так, что с вершины вектора поворот происходит против часовой стрелки (аналогично вектору момента).

Относительная продольная деформация сечения на уровне его центра тяжести определяется вектором ϵ , а относительный угол поворота сечения — вектором γ^* , которые можно выразить через усилия в сечении по формулам (рис. 9.1, б):

$$\left. \begin{aligned} \epsilon &= \frac{N}{E_b A} + \epsilon_b; \\ \gamma &= \gamma_r + \gamma_w + \gamma_u = \frac{1}{E} \left(\frac{M_r}{I_r} + \frac{M_w}{I_w} \right) + \frac{M_t}{GI_t} + \gamma_b. \end{aligned} \right\} \quad (9.1)$$

где ϵ_b , γ_b — относительные продольная и угловая деформации сечения, вызванные длительными процессами ползучести и усадки бетона; A — площадь поперечного сечения. Остальные обозначения остаются прежними.

Предположим теперь, что в точке i на оси балки пролетного строения известны векторы линейного u_i и углового ω_i перемещений. Определим перемещения u_j и ω_j в другой точке j на оси балки (рис. 9.1, в). На участке между этими точками в сечениях балки от внутренних усилий возникают относительные деформации ϵ и γ . Перемещения в точке j вызваны поворотом и перемещением участка балки ij как жесткого бруса и перемещениями от внутренних усилий.

Если учесть, что линейное перемещение в точке j от поворота на угол ω_i в точке i (см. рис. 9.1, а) равно $\omega_i \times (r_j - r_i)$, то полные перемещения в точке j

* На рис. 9.1, б и далее двойными стрелками обозначены векторы угловых деформаций и перемещений.

$$u_j = u_i + \omega_i (r_j - r_i) + \int_{s_i}^{s_j} \varepsilon |dr| + \int_{s_i}^{s_j} \gamma (r_j - r) |dr|; \quad (9.2)$$

$$\omega_j = \omega_i + \int_{s_i}^{s_j} \gamma |dr|,$$

где r_i , r_j и r — радиусы-векторы точек i , j и текущий радиус-вектор оси балки на ее участке ij .

Приняв произвольную точку o на оси балки за начальную (см. рис. 9.1, а) и переходя от точки к точке, можно определить по формулам (9.2) все перемещения конструкции при заданных внешних нагрузках и внутренних усилиях в сечениях. Однако перемещения u_0 и ω_0 в начальной точке отсчета с радиусом-вектором r_0 неизвестны. Для их определения необходимо рассмотреть условия закрепления балки на опорах. В статически определимой криволинейной в пространстве балке зададим единичные векторы t_k , определяющие направление шести опорных связей (рис. 9.1, з). По формулам (9.2) найдем линейные перемещения u_k в точках закрепления опорных связей, определяемых радиусами-векторами r_k . В общем случае эти перемещения не равны нулю. Если задать перемещения u_0 и ω_0 в начальной точке так, чтобы по направлениям опорных связей перемещения были равны нулю, то будут справедливы следующие шесть уравнений:

$$[\omega_0 \times (r_k - r_0) + u_0 + u_k] t_k = 0 \quad (9.3)$$

при $k = 1 \div 6$.

Система уравнений (9.3) определяет шесть проекций неизвестных векторов r_0 и ω_0 . Если определитель системы (9.3) равен нулю, то сис-

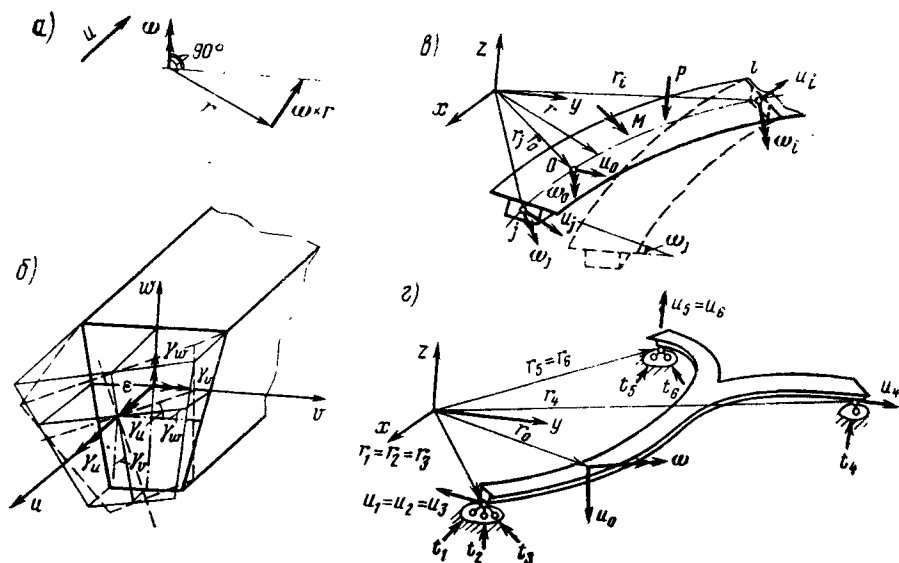


Рис. 9.1. Схемы для определения деформаций и перемещений в криволинейных балках

тема опорных связей мгновенно геометрически изменяемая и ее необходимо изменить. Окончательные перемещения в любой j -й точке оси балки u_j и ω_j определяются через полученные величины u_i и ω_i и перемещения в начальной точке, т. е.

$$u_j^* = u_j + u_0 + \omega_0 \times (r_j - r_0); \quad \omega_j^* = \omega_j + \omega_0. \quad (9.4)$$

Перемещения и углы поворота по направлению осей u , v , w произвольного сечения балки, а также относительные угловые деформации сечения определяют, умножая величины перемещений (9.4) и (9.1) скалярно на единичные векторы n , m , l , а именно:

$$\left. \begin{aligned} u_{jv} &= u_j^* m; & \omega_{jv} &= \omega_j^* m; & \gamma_v &= \gamma m; \\ u_{jw} &= u_j^* l; & \omega_{jw} &= \omega_j^* l; & \gamma_w &= \gamma l; \\ u_{ju} &= u_j^* n; & \omega_{ju} &= \omega_j^* n; & \gamma_u &= \gamma n, \end{aligned} \right\} \quad (9.5)$$

где u_{jv} — поперечное перемещение; u_{jw} — прогиб; u_{ju} — продольное перемещение; ω_{jv} , ω_{jw} — углы поворота относительно осей v , w ; ω_{ju} — угол закручивания; γ_v , γ_w , γ_u — угловые деформации относительно осей v , w , u .

9.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ В РАЗРЕЗНОЙ БАЛКЕ ПОСТОЯННОЙ КРИВИЗНЫ

Перемещения криволинейных балок определить достаточно сложно даже для простейших однопролетных схем. Прогибы и углы поворотов этих балок можно в принципе представить в виде формул, однако они получаются слишком громоздкими. Поэтому целесообразнее производить расчеты с использованием численного интегрирования. Покажем, например, порядок определения линейного перемещения u_j и угла поворота ω_j в некоторой точке j на оси балки. При этом сохраним обозначения, принятые на рис. 8.6.

Если радиус-вектор расчетного сечения

$$r_c = iR \sin \frac{s_c}{R} + jR \left(1 - \cos \frac{s_c}{R} \right),$$

то единичные векторы осей инерции сечения будут:

$$n_c = \frac{dr_c}{ds} = i \cos \frac{s_c}{R} + j \sin \frac{s_c}{R};$$

$$m_c = l_c \times n_c = \begin{vmatrix} i & j & k \\ 0 & 0 & 1 \\ \cos \frac{s_c}{R} & \sin \frac{s_c}{R} & 0 \end{vmatrix} = -i \sin \frac{s_c}{R} + j \cos \frac{s_c}{R}.$$

Вектор l_c одной из осей сечения считаем направленным параллельно оси z . Момент M_c в расчетном сечении по формулам (8.5) составит:

$$\left. \begin{aligned} \text{при } s_c \leq s \\ \text{при } s_c > s \end{aligned} \right\} \begin{aligned} M_c &= M_1 - r_c \times R_1; \\ M_c &= M_1 = M r_c \times R_1 + (r_s - r_c) \times P + M. \end{aligned} \quad (9.6)$$

Так как опорные реакции и внешние усилия можно выразить в виде

$$M_1 = M_1 i; \quad R_1 = R_1 k; \quad P = Pk;$$

$$M = M(-n) = M \left(-i \cos \frac{s}{R} - j \sin \frac{s}{R} \right),$$

то формулы (9.6) можно преобразовать к виду:

при $s_c \leq s$

$$M_c = M_1 i - R R_1 \left[i \left(1 - \cos \frac{s_c}{R} \right) - j \sin \frac{s_c}{R} \right];$$

при $s_c > s$

$$\left. \begin{aligned} M_c = M_1 i - R R_1 \left[i \left(1 - \cos \frac{s_c}{R} \right) - j \sin \frac{s_c}{R} \right] - M \left(i \cos \frac{s}{R} + \right. \\ \left. + j \sin \frac{s}{R} \right) + P R \left[i \left(\cos \frac{s_c}{R} - \cos \frac{s}{R} \right) - \right. \\ \left. - j \left(\sin \frac{s}{R} - \sin \frac{s_0}{R} \right) \right], \end{aligned} \right\} \quad (9.7)$$

где величины R_1 и M_1 определяют по формулам (8.27) и (8.28).

Относительный угол поворота сечения γ_c можно представить с учетом формул (9.1) в виде

$$\gamma_c = \frac{m_c}{E I_v} (M_c m_c) + \frac{n_c}{G I_t} (M_c n_c) + \gamma_b,$$

а тогда перемещения j -й точки с радиусом-вектором r_j будут:

$$u_j = \int_0^{s_j} \gamma_c \times (r_j - r_c) |dr_c| + u_0 + \omega_0 \times r_j;$$

$$\omega_j = \int_0^{s_j} \gamma_c |dr_c| + \omega_0.$$

Интегрируя до $s_j = l$, определим перемещения конца балки u_l и ω_l . Принимая во внимание условия закрепления по концам, можно записать:

$$u_l k = 0; \quad \omega_l \times \frac{dr_l}{ds} = 0; \quad \omega_l k = 0.$$

Тогда будет справедливо:

$$\left. \begin{aligned} (u_0 + \omega_0 \times r_l) k &= -k \int_0^l \gamma_c \times (r_l - r_c) |dr_c|; \\ \omega_0 \times \frac{dr_l}{ds} &= - \left(\int_0^l \gamma_c |dr_c| \right) \frac{dr_l}{ds}; \\ \omega_0 k &= -k \int_0^l \gamma_c |dr_c|, \end{aligned} \right\} \quad (9.8)$$

где r_l — радиус-вектор точки оси балки на ее конце.

Как видно из приведенного выше, расчетные формулы получить достаточно трудно.

Перемещения балок с отношением $\frac{l}{R} \leq 0,5 \div 0,8$ можно определять по приближенным формулам. Так, например, для балок, схемы которых даны на рис. 8.6, прогиб сечения под грузом $P = 1$

$$K = \frac{(l-s)^2 s^2}{3EI_v l} + 4PR^2 \left(\sin \frac{s}{2R} \sin \frac{l-s}{2R} \right)^2. \quad (9.9)$$

Угол поворота Π , входящий в формулу (9.9), определяют для сечения, загруженного крутящим моментом $T = 1$, по формулам:

$$\Pi = \frac{l-s}{GI_t}; \quad \Pi = \frac{(l-s)s}{lGI_t}, \quad (9.10)$$

где l — пролет балки; s — координата сечения, где приложены внешние силы; G — модуль сдвига материала балки; I_t — момент инерции сечения балки на кручение.

Заметим, что первая формула в (9.10) справедлива для схемы балки на рис. 8.6, а, а вторая — для схемы балки на рис. 8.6, б.

Получаемые по формулам (9.9) и (9.10) величины K и Π используются для определения поперечного распределения нагрузки при расчете пролетных строений.

9.3. ДЛИТЕЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ БЕТОНА И ИХ ВЛИЯНИЕ НА НОРМАЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В СЕЧЕНИЯХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Ползучесть и усадка бетона, являющиеся специфическими свойствами бетона, оказывают существенное влияние на напряженно-деформированное состояние железобетонных пролетных строений эстакад и путепроводов. Под ползучестью бетона понимается при этом происходящее во времени нарастание деформаций под воздействием постоянного напряжения. Ползучесть проявляется и при переменном во времени напряжении. В каждый момент времени t полная относительная деформация

$$c_t = c_0 + c_p, \quad (9.11)$$

где c_0 — начальная деформация; c_p — деформация ползучести.

В общем случае зависимость между деформациями ползучести и действующими напряжениями носит нелинейный характер. Однако при напряжениях, не превосходящих 0,4—0,5 разрушающих, эту зависимость можно считать линейной, что приемлемо для мостовых конструкций.

Вследствие ползучести бетона происходит перераспределение напряжений между арматурой и бетоном. Напряжения в арматуре возрастают, а напряжения в бетоне уменьшаются.

Усадкой бетона называется происходящее во времени уменьшение его объема при твердении на воздухе. Если деформации ползучести двузначны, то деформации усадки всегда однозначны (только укороч-

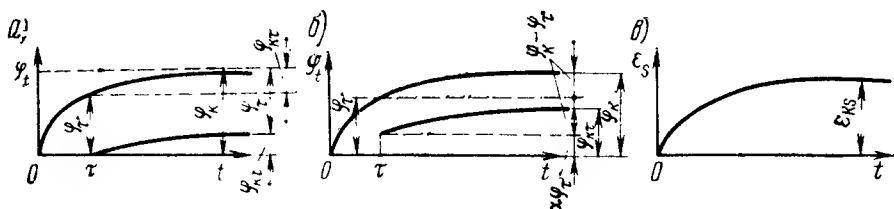


Рис. 9.2. Графики изменения во времени характеристики ползучести и относительной деформации усадки

чение). От проявления усадки арматура получает сжатие, а бетон — растяжение.

Рассмотрим влияние длительных деформаций на напряженное состояние пролетных строений с несимметричными поперечными сечениями, что характерно для городских транспортных сооружений. При этом в качестве теории ползучести, устанавливающей зависимость между напряжениями и деформациями во времени, примем один из вариантов линейной теории ползучести, а именно теорию старения¹ [11].

В соответствии с теорией старения (основоположники — Ц. Уитни и Ф. Дишингер) характеристика ползучести

$$\varphi_t = \frac{c_p}{c_0} \quad (9.12)$$

Характеристика ползучести φ_t зависит от времени отсчета t и времени приложения нагрузки τ .

Обозначим эту характеристику в некоторый промежуточный момент времени t через $\varphi_{t\tau}$. Изменение φ_t со временем показано на рис. 9.2, а. Если бетон загружен в более поздний срок τ , но таким же усилием, как и при загрузке сразу после затвердения, то закон нарастания φ_t останется неизменным, однако конечная величина характеристики ползучести $\varphi_{k\tau}$ будет меньше.

Для характеристик $\varphi_{t\tau}$ и $\varphi_{k\tau}$ можно записать:

$$\varphi_{t\tau} = \varphi_t - \varphi_\tau; \quad \varphi_{k\tau} = \varphi_k - \varphi_\tau, \quad (9.13)$$

где φ_τ — характеристика ползучести, определяемая по формуле (9.12), но для момента времени τ ; φ_k — конечная величина характеристики ползучести.

Кривые нарастания характеристик ползучести бетонов, загруженных в разные сроки, будут стремиться к разным значениям $\varphi_{k\tau}$, но одновременно будут оставаться параллельными. Это считается одним из основных допущений теории старения.

Применяемая также модифицированная теория старения точнее учитывает экспериментальные данные о характере деформаций ползучести. По этой теории кривые характеристик ползучести остаются также взаимно параллельными, но к ним добавляется вертикальный отрезок, равный $\alpha\varphi_\tau$, условно учитывающий более быстрое нарастание

¹ Факторы, влияющие на деформации ползучести и усадки и нарастание их во времени, изложены в нормах, общих курсах железобетонных мостов.

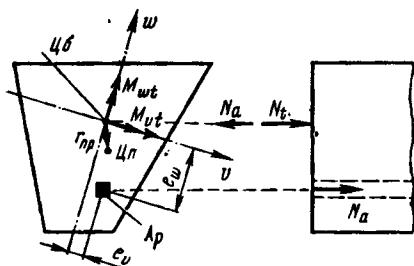


Рис. 9.3. Схемы для расчета несимметричного сечения пролетного строения на длительные воздействия:

Цб — центр тяжести бетонного сечения;
Цп — то же приведенного сечения

ползучести в момент загрузки бетона τ (рис. 9.2, б). Тогда формулы (9.13) принимают вид:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{i\tau} &= \varphi_i - \varphi_{\tau} + \alpha \varphi_{\tau} = \varphi_i - \varphi_{\tau} (1 - \alpha); \\ \varphi_{k\tau} &= \varphi_k - \varphi_{\tau} (1 - \alpha), \end{aligned} \right\} \quad (9.14)$$

где α — эмпирический коэффициент, изменяющийся от 0,1 до 1,0. При $\alpha = 0$ формулы (9.14) превращаются в формулы обычной теории старения (9.13).

Относительные деформации усадки бетона ε_s развиваются во времени аналогично деформациям ползучести (рис. 9.2, в) и достигают конечной величины ε_{hs} .

Предположим, что имеется несимметричное сечение пролетного строения с произвольно расположенной арматурой (рис. 9.3). Будем считать также, что на уровне центра тяжести бетонного сечения действуют переменные во времени сжимающая сила N_t и моменты M_{vt} и M_{wt} , а в арматуре — переменное усилие N_a . Тогда за любой промежуток времени dt можно записать условие равенства деформаций арматуры и окружающего ее бетона:

$$\begin{aligned} \frac{N_t - N_a}{E_b A_b} d\varphi_t + \frac{(M_{vt} - N_a e_w) e_w}{E_b I_{vb}} d\varphi_t + \frac{(M_{wt} - N_a e_v) e_v}{E_b I_{wb}} d\varphi_t + \\ + d\varepsilon_s + \frac{dN_t - dN_a}{E_b A_b} + \frac{(dM_{vt} - dN_a e_w) e_w}{E_b I_{vb}} + \\ + \frac{(dM_{wt} - dN_a e_v) e_v}{E_b I_{wb}} = \frac{dN_a}{E_p A_p}, \end{aligned} \quad (9.15)$$

где e_v, e_w — координаты центра тяжести арматуры площадью сечения A_p относительно центра тяжести бетонного сечения (см. рис. 9.3); E_b — модуль упругости бетона; A_b — площадь поперечного сечения конструкции; I_{vb}, I_{wb} — моменты инерции бетонного сечения относительно осей v, w ; $d\varepsilon_s$ — приращение деформации усадки; E_p — модуль упругости арматуры; A_p — площадь поперечного сечения арматуры.

Первые четыре члена уравнения (9.15) учитывают прирост деформаций ползучести и усадки за промежуток времени dt по отношению к имеющимся деформациям бетона на уровне центра тяжести арматуры. Остальные слагаемые учитывают упругие изменения напряжений в арматуре и окружающем бетоне за тот же отрезок времени dt .

Выражение (9.15) представляет собой линейное дифференциальное уравнение с постоянными коэффициентами и переменной правой частью. Это уравнение может быть записано после преобразований так:

$$\begin{aligned} \frac{dN_a}{d\varphi_t} + BN_a = C \left(\frac{dN_t}{d\varphi_t} + N_t \right) + C_v \left(\frac{dM_{vt}}{d\varphi_t} + M_{vt} \right) + C_w \left(\frac{dM_{wt}}{d\varphi_t} + M_{wt} \right) + \\ + \frac{d\varepsilon_s}{d\varphi_t} C_1. \end{aligned} \quad (9.16)$$

Величины, входящие в формулу (9.16), определяют по следующим формулам:

$$B = \left(\frac{1}{E_b A_b} + \frac{e_w^2}{E_b I_{vb}} + \frac{e_v^2}{E_b I_{wb}} \right) : \left(\frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{e_w^2}{E_b I_{vb}} + \frac{e_v^2}{E_b I_{wb}} \right);$$

$$C = (1-B) \frac{E_p A_p}{E_b A_b};$$

$$C_v = (1-B) \frac{E_p A_p e_w}{E_b I_{vb}}; \quad C_w = (1-B) \frac{E_p A_p e_v}{E_b I_{wb}};$$

$$C_1 = (1-B) E_p A_p.$$

Решая уравнение (9.16) и считая при этом, что в начальный момент времени $\varphi_t = 0$ и $N_a = 0$, получим

$$N_a = C e^{-B\varphi_t} \int_0^{\varphi_t} \left(\frac{dN_t}{d\varphi_t} + N_t \right) e^{B\varphi_t} d\varphi_t + C_v e^{-B\varphi_t} \int_0^{\varphi_t} \left(\frac{dM_{vt}}{d\varphi_t} + M_{vt} \right) e^{B\varphi_t} d\varphi_t +$$

$$+ C_w e^{-B\varphi_t} \int_0^{\varphi_t} \left(\frac{dM_{wt}}{d\varphi_t} + M_{wt} \right) e^{B\varphi_t} d\varphi_t + C_1 e^{-B\varphi_t} \int_0^{\varphi_t} \frac{d\epsilon_s}{d\varphi_t} e^{B\varphi_t} d\varphi_t, \quad (9.17)$$

где e — основание натуральных логарифмов.

При усилиях, например, от собственного веса и сил предварительного напряжения ($N_t = N$, $M_{vt} = M_v$ и $M_{wt} = M_w$) изменения напряжений в арматуре (потери) только от ползучести бетона составят:

$$\Delta\sigma_{ap} = \frac{N_a}{A_a} = \frac{E_p}{E_b} \frac{1-B}{B} \left(\frac{N}{A_b} + \frac{M_v}{I_{vb}} e_w + \frac{M_w}{I_{wb}} e_v \right) (1 - e^{-B\varphi_t}), \quad (9.18)$$

а учитывая, что выражение в круглых скобках равно начальному напряжению в бетоне σ_{b0} на уровне центра тяжести арматуры, получим

$$\Delta\sigma_{ap} = \frac{\sigma_{b0} (1 - e^{-B\varphi_t})}{\frac{A_p}{A_b} \left(1 + \frac{A_b e_w^2}{I_{vb}} + \frac{A_b e_v^2}{I_{wb}} \right)} \quad (9.19)$$

$$\text{или } \Delta\sigma_{ap} = \frac{\sigma_{b0}}{\mu_c} K. \quad (9.20)$$

В формулах (9.18)–(9.20) обозначено:

$$\mu_c = \mu_p \left(1 + \frac{A_b e_w^2}{I_{vb}} + \frac{A_b e_v^2}{I_{wb}} \right); \quad \mu_p = \frac{A_p}{A_b};$$

$$B = \frac{n\mu_c}{1 + n\mu_c}; \quad n = \frac{E_p}{E_b}; \quad K = 1 - e^{-B\varphi_t},$$

μ_c — условный коэффициент армирования сечения; K — коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона (табл. 9.1).

Изменения напряжений в бетоне сечения (потери) в точке с координатами u и w определяют через потери в арматуре (9.19) по формуле

$$\Delta\sigma_{bp} = -\left(\frac{\Delta\sigma_{ap} A_p}{A_b} + \frac{\Delta\sigma_{ap} A_p e_w}{I_{wb}} w + \frac{\Delta\sigma_{ap} A_p e_v}{I_{wb}} v\right) = -\frac{\sigma_{b0} K}{\mu_c} \left(1 + \frac{A_b e_w}{I_{wb}} w + \frac{A_b e_v}{I_{wb}} v\right). \quad (9.21)$$

Изменения напряжений в бетоне на уровне центра тяжести арматуры, т. е. при $w = e_w$ и $v = e_v$,

$$\Delta\sigma_{bp} = -\sigma_{b0} K.$$

Изменения напряжений в арматуре, вызванные только усадкой, определяются с учетом формулы (9.17) при $N_t = M_{vt} = M_{wt} = 0$:

$$\Delta\sigma_{as} = \frac{N_a}{A_p} = \frac{C_1}{A_p} e^{-B\varphi_t} \int_0^{\varphi_t} \frac{d\varepsilon_s}{d\varphi_t} e^{B\varphi_t} d\varphi_t \quad (9.22)$$

$$\text{или } \Delta\sigma_{as} = \frac{\varepsilon_{hs} E_b}{\mu_c} K_s,$$

где K_s — коэффициент, учитывающий влияние усадки бетона и сопровождающей ее ползучести (табл. 9.2),

$$K_s = \frac{B}{\varepsilon_{hs}} e^{-B\varphi_t} \int_0^{\varphi_t} \frac{d\varepsilon_s}{d\varphi_t} e^{B\varphi_t} d\varphi_t,$$

ε_{hs} — конечное значение деформации усадки; $d\varepsilon_s$ — приращения деформации усадки.

Т а б л и ц а 9.1

n	$\varphi_t = \psi_k$	Значение коэффициента K при μ_c равно								
		0,005	0,01	0,02	0,04	0,06	0,08	0,1	0,2	0,3
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0,02	0,04	0,07	0,13	0,18	0,21	0,25	0,36	0,42
	2	0,04	0,08	0,14	0,24	0,32	0,39	0,44	0,59	0,66
	3	0,06	0,11	0,20	0,34	0,44	0,52	0,58	0,74	0,81
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0,03	0,06	0,10	0,18	0,23	0,27	0,32	0,42	0,47
	2	0,06	0,11	0,19	0,32	0,41	0,48	0,53	0,66	0,72
	3	0,08	0,16	0,27	0,44	0,55	0,62	0,67	0,81	0,86
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0,04	0,07	0,13	0,21	0,27	0,32	0,36	0,46	0,51
	2	0,06	0,14	0,24	0,39	0,48	0,54	0,59	0,71	0,76
	3	0,08	0,20	0,34	0,52	0,62	0,69	0,74	0,84	0,88

n	φ_k	Значения коэффициента K_s при μ_c равном								
		0,005	0,01	0,02	0,04	0,05	0,1	0,2	0,3	0,5
4	0	0,02	0,04	0,07	0,14	0,17	0,29	0,44	0,55	0,67
	1	0,02	0,04	0,07	0,13	0,15	0,26	0,36	0,42	0,49
	2	0,02	0,04	0,07	0,12	0,14	0,22	0,29	0,33	0,37
	3	0,02	0,04	0,07	0,11	0,13	0,19	0,24	0,27	0,29
6	0	0,03	0,06	0,11	0,19	0,23	0,37	0,55	0,64	0,75
	1	0,02	0,05	0,10	0,18	0,21	0,31	0,42	0,47	0,53
	2	0,02	0,05	0,10	0,16	0,18	0,25	0,33	0,36	0,39
	3	0,02	0,05	0,09	0,15	0,17	0,22	0,27	0,28	0,30
8	0	0,03	0,07	0,14	0,24	0,29	0,44	0,62	0,71	0,80
	1	0,03	0,07	0,13	0,22	0,25	0,36	0,46	0,51	0,55
	22	0,03	0,07	0,12	0,19	0,22	0,29	0,35	0,38	0,40
	3	0,03	0,07	0,11	0,17	0,19	0,24	0,28	0,29	0,30

Изменения напряжений в бетоне сечений только от усадки определяются по формуле, аналогичной (9.21), т. е.

$$\Delta\sigma_{bs} = -\frac{\varepsilon_{ks} E_b K_s}{\mu_c} \mu \left(1 + \frac{A_b e_w}{I_{wb}} w + \frac{A_b e_v}{I_{vb}} v \right). \quad (9.23)$$

Потери напряжений $\Delta\sigma_{ap}$, $\Delta\sigma_{bp}$, $\Delta\sigma_{as}$, $\Delta\sigma_{bs}$ следует учитывать при проверке трещиностойкости сечений пролетных строений статически определяемых систем.

9.4. ВЛИЯНИЕ УСАДКИ И ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА НА ДЕФОРМАЦИИ И УСИЛИЯ В СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ СИСТЕМАХ

Линейные ε_b и угловые относительные деформации γ_b , вызванные ползучестью от постоянных усилий N , M_p , M_u и крутящего момента M_w , а также усадкой, можно определить в центре тяжести бетонного сечения через величины изменения напряжений по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_b &= \varepsilon_p + \varepsilon_s + \frac{n}{E_b} (\Delta\sigma_{bp} + \Delta\sigma_{bs}) + \frac{n}{E_b} \int_0^{\varphi_t} (\Delta\sigma_{bp} + \Delta\sigma_{bs}) d\varphi_t; \\ \gamma_b &= \gamma_p + \gamma_{up} - \left(\frac{m e_w}{E_b I_{wb}} + \frac{l e_v}{E_b I_{vb}} \right) (\Delta\sigma_{ap} + \Delta\sigma_{as}) A_p - \\ &\quad - \left(\frac{m e_w}{E_b I_{wb}} + \frac{l e_v}{E_b I_{vb}} \right) A_p \int_0^{\varphi_t} (\Delta\sigma_{ap} + \Delta\sigma_{as}) d\varphi_t, \end{aligned} \right\} \quad (9.24)$$

где ε_p — относительная продольная деформация ползучести от постоянных усилий; ε_s — относительная деформация усадки; n — единичный вектор, направленный по продольной оси; E_b — модуль упругости бетона; $\Delta\sigma_{bp}$,

$\Delta\sigma_{bs}$ — изменения напряжений в бетоне, определяемые по формулам (9.21) и (9.23) при $v = w = 0$; $d\varphi_t$ — приращение характеристик ползучести; γ_p — относительная угловая деформация ползучести от постоянных усилий; γ_{up} — относительный угол закручивания сечения от ползучести бетона; m, l — единичные векторы, направленные по осям v и w (см. рис. 9.3); e_w, e_v — координаты центра тяжести арматуры; I_{vb}, I_{wb} — моменты инерции поперечного сечения относительно осей v и w ; A_p — площадь поперечного сечения арматуры; $\Delta\sigma_{ap}, \Delta\sigma_{as}$ — изменения напряжений в арматуре, определяемые по формулам (9.19) и (9.22).

Величину γ_{up} можно определить без учета влияния арматуры по формуле

$$\gamma_{up} = n \frac{M_u}{GI_t} \Psi_t, \quad (9.25)$$

где n — единичный вектор, направленный вдоль продольной оси конструкции; M_u — постоянный крутящий момент; G — модуль сдвига бетона; I_t — момент инерции поперечного сечения; Ψ_t — характеристика ползучести бетона при кручении, которая может отличаться от его характеристики ползучести Φ_t при сжатии. В первом приближении можно принять $\Psi_t = 2\Phi_t$.

Интегрируя выражение (9.24), получим:

$$\left. \begin{aligned} e_b &= n \left[\frac{N}{E_b A_b} \Phi_t - \frac{\sigma_{b0} \mu}{E_b \mu_c} \left(\Phi_t - \frac{K}{n \mu_c} \right) \right] - n \frac{\mu}{\mu_c} \left(e_s - e_{ks} \frac{K_s}{n \mu_c} \right); \\ \gamma_b &= \left(\frac{M_v m}{E_b I_{vb}} + \frac{M_w l}{E_b I_{wb}} \right) \Phi_t + \frac{M_u n}{GI_t} \Psi_t - A_p \left(\frac{e_w m}{E_b I_{vb}} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{e_v l}{E_b I_{wb}} \right) \left[\frac{\sigma_{b0}}{\mu_c} \left(\Phi_t - \frac{K}{n \mu_c} \right) + \frac{E_b}{\mu_c} \left(e_s - e_{ks} \frac{K_s}{n \mu_c} \right) \right], \end{aligned} \right\} \quad (9.26)$$

где N, M_v, M_w, M_u — нормальная сила и моменты, действующие на бетонную часть сечения; σ_{b0} — начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры; I_t — момент инерции сечения на кручение; K и K_s — коэффициенты, определяемые по табл. 9.1 и 9.2 при $\Phi_t = \Phi_k$ и $e_s = e_{ks}$.

Если известно положение центра тяжести приведенного сечения с учетом ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, то продольные относительные деформации на его уровне (см. рис. 9.3)

$$e = e_b + \gamma_b \times r_{пр}, \quad (9.27)$$

где $r_{пр}$ — вектор, направленный из центра тяжести бетонного в центр тяжести приведенного сечения.

Угловые деформации сечения γ_b при переносе центра тяжести не меняются.

Заметим, что величины e_p и γ_b учитывают в формулах (9.1) при определении перемещений сечений в балках статически определимых систем. В статически неопределимых системах эти величины позволяют определить перемещения от ползучести и усадки бетона в основной системе по направлениям действия лишних неизвестных. Сами лишние неизвестные будут переменны, и в общем случае закон их изменения во времени будет разным для каждой из них. Для упрощения расчетов можно считать, что все лишние неизвестные, дополнительно возника-

ющие от ползучести и усадки бетона, изменяются по одинаковому закону:

$$X_{it} = X_i (1 - e^{-B\varphi_i})$$

или

$$X_{it} = X_i K_x, \quad (9.28)$$

где X_i — конечная величина лишнего неизвестного после окончания процессов ползучести и усадки; B — среднее значение величин B в различных сечениях рассчитываемой конструкции; K_x — коэффициент, определяемый по табл. 9.1 при $\varphi_i = \varphi_h$ и μ_c , получаемом как среднее значение для всех рассматриваемых сечений.

Учтя формулу (9.28), по формулам (9.17) и (9.19) можно найти величину изменения напряжений в арматуре от нарастающего усилия X_{it} , т. е.

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_{ax} &= \frac{N_a}{A_p} = \frac{\sigma_{bx}}{\mu_c} e^{-B\varphi_t} \int_0^{\varphi_t} \left(\frac{dK_x}{d\varphi_t} + K_x \right) e^{B\varphi_t} d\varphi_t = \\ &= \frac{\sigma_{bx}}{\mu_c} \left[B \frac{1-B}{B-B} (K_x - K) + K \right] \\ \text{или } \Delta\sigma_{ax} &= \frac{\sigma_{bx}}{\mu_c} \Phi_1, \\ \text{причем для случая, когда } B &= B, \\ \Delta\sigma_{ax} &= \frac{\sigma_{bx}}{\mu_c} [B(B-1)(1-K)\varphi_t + K] \\ \text{или } \Delta\sigma_{ax} &= \frac{\sigma_{bx}}{\mu_c} \Phi_2, \end{aligned} \right\} \quad (9.29)$$

где σ_{bx} — напряжения в бетоне сечения на уровне центра тяжести арматуры, вызванные лишними неизвестными X_i ;

$$\Phi_1 = B \frac{1-B}{B-B} (K_x - K) + K;$$

$$\Phi_2 = B(B-1)(1-K)\varphi_t + K.$$

Нормальные напряжения в бетоне сечения

$$\sigma_x = \sigma_b K_x - \frac{\sigma_{bx}}{\mu_c} \mu \left(1 + \frac{A_b e_v}{I_{wb}} v + \frac{A_b e_w}{I_{vb}} w \right) \Phi_1, \quad (9.30)$$

где σ_b — напряжение в бетоне от лишних неизвестных X_i .

Если $B = B$, то в формулу (9.30) вместо Φ_1 следует подставить Φ_2 .

Напряжения $\Delta\sigma_{ax}$ и σ_x растут с увеличением лишних неизвестных X_i , а также по мере развития деформации усадки и ползучести.

Относительные деформации сечений от переменных лишних неизвестных X_{it} на уровне центра тяжести бетона ($v = w = 0$) определяют по формулам:

$$\begin{aligned} \epsilon_b = n \left(\frac{\sigma_x}{E_b} + \frac{1}{E_b} \int_0^{\varphi_t} \sigma_x d\varphi_t \right) = \frac{n}{E_b} \left[\sigma_x + \sigma_b \left(\varphi_t - \frac{1-B}{B} K_x \right) - \right. \\ \left. - \frac{\sigma_{bx} \mu}{\mu_c} \int_0^{\varphi_t} \Phi_1 d\varphi_t \right]; \\ \gamma_b = \left(\frac{M_{vx} m}{E_b I_{cb}} + \frac{M_{wx} l}{E_b I_{wb}} \right) \left(K_x + \int_0^{\varphi_t} K_x d\varphi_t \right) + \frac{M_{ux} n}{G I_t} \times \\ \times \left(K_x + \frac{\Psi_k}{\varphi_k} \int_0^{\varphi_t} K_x d\varphi_t \right) - \frac{A_p}{E_b} \left(\frac{e_w m}{I_{vb}} + \frac{e_v l}{I_{wb}} \right) \left(\Delta \sigma_{ax} + \right. \\ \left. + \int_0^{\varphi_t} \Delta \sigma_{ax} d\varphi_t \right) = \left(\frac{M_{vx} m}{E_b I_{vb}} + \frac{M_{wx} l}{E_b I_{wb}} \right) \left(K_x + \varphi_t - \frac{1-B}{B} K_x \right) + \\ + \frac{M_{ux} n}{G I_t} \left(K_x + \Psi_t - \frac{1-B}{B} K_x \right) - \frac{A_p}{E_b} \left(\frac{e_w m}{I_{vb}} + \frac{e_v l}{I_{wb}} \right) \times \\ \times \left(\frac{\sigma_{bx}}{\mu_c} \Phi_1 + \frac{\sigma_{bx}}{\mu_c} \right) \int_0^{\varphi_t} (\Phi_1 d\varphi_t), \end{aligned} \quad (9.31)$$

$$\text{где } \int_0^{\varphi_t} \Phi_1 d\varphi_t = B \frac{1-B}{B-B} \left(\frac{K}{B} - \frac{K_x}{B} \right) + \varphi_t - \frac{K}{B};$$

$$\int_0^{\varphi_t} \Phi_2 d\varphi_t = B(B-1) \frac{\varphi_t^2}{2} + (B-1) [K + \varphi_t(1-K)] + \varphi_t - \frac{K}{\mu_c};$$

M_{vx} , M_{wx} , M_{ux} — изгибающий и крутящий моменты, действующие на сечение от лишних неизвестных.

Расчет статически неопределимой системы с использованием приведенных выше формул производится в такой последовательности.

1. От найденных усилий от постоянных нагрузок и сил предварительного напряжения в основной статически определимой системе определяют относительные деформации, связанные с усадкой и ползучестью бетона, по формулам (9.24) — (9.27), а также изменения напряжений по формулам (9.19) — (9.23).

2. По формулам (9.2) — (9.4) определяют перемещения по направлению лишних неизвестных от усадки и ползучести бетона.

3. Задавая лишние неизвестные $X_i = 1$ и полагая, что они нарастают по одинаковому закону (9.28), определяются от них в основной системе усилия и напряжения по формулам (9.29), (9.30), а также относительные деформации сечений (9.31). Далее находятся перемещения δ_{ij} по направлению лишних неизвестных с использованием формул (9.2) — (9.4).

4. Суммируя перемещения из пп. 2 и 3, составляют канонические уравнения:

$$u_{xi} x_{0i} = 0 \text{ или} \quad (9.32)$$

$$X_1 \delta_{i1} x_{0i} + X_2 \delta_{i2} x_{0i} + \dots + X_n \delta_{in} x_{0i} + u_i x_{0i} = 0,$$

где u_{xi} — перемещение в точке приложения i -го лишнего неизвестного, возникающее от внешних сил и самих лишних неизвестных; x_{0i} — единичные векторы направления действия лишних неизвестных; $X_1, X_2, \dots, X_n$ — значения лишних неизвестных; $\delta_{i1}, \delta_{i2}, \dots, \delta_{in}$ — векторы смещений в точках приложения i -го неизвестного от $X_1 = 1, X_2 = 1, \dots, X_n = 1$.

При этом величину u_{xi} принимают за линейное или угловое смещение в зависимости от вида неизвестного (сила или момент).

5. От суммарного воздействия полученных значений лишних неизвестных X_i вычисляют напряжения в сечениях основной системы в соответствии с формулами (9.29), (9.30).

6. Суммируя напряжения из пп. 1 и 5, определяют окончательные изменения напряжений в заданной статически неопределимой системе от усадки, ползучести бетона и вызванных ими лишних неизвестных, окончательные значения которых получают по формулам (9.28) через определенные в п. 4 значения X_i .

9.5. РАСЧЕТ ОПОР ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭСТАКАД

Опоры современных криволинейных эстакад и путепроводов во многих случаях имеют сложную форму, и поэтому определение усилий в их сечениях целесообразно проводить в векторной форме.

Пусть в координатных осях x, y, z радиусы-векторы r_i определяют точки приложения к опоре сосредоточенных сил или моментов, а радиус-вектор r_Φ определяет центр тяжести рассматриваемого сечения (рис. 9.4, а). Тогда равнодействующие усилий в подошве фундамента (или другом сечении) находят из следующих уравнений равновесия:

$$\left. \begin{aligned} N &= \sum R_i + \int_0^h A \gamma_b |dr|; \\ M &= \sum (r_i - r_\Phi) \times R_i + \sum M_i + \int_0^h A (r - r_\Phi) \times \gamma_b |dr|. \end{aligned} \right\} \quad (9.33)$$

где R_i и M_i — сосредоточенные силы и моменты, действующие на опору; r — текущий радиус-вектор оси тела опоры или ее ветвей; $\gamma_b = \gamma_b k$ — вектор удельного веса бетона γ_b ; h — суммарная длина интегрирования вдоль оси опоры или ее ветвей выше расчетного сечения; A — площадь сечений опоры или ее ветвей.

Векторы N и M позволяют определить все компоненты усилий в сечении или давлений на естественное или искусственное основание фундамента по формулам (8.6), (8.7). Для опоры, расчетная схема которой представлена на рис. 9.4, б, компоненты усилий получаются такими:

$$\left. \begin{aligned} N_{1,2} &= \left(\frac{N}{2} \pm \frac{M}{a_1} \right) \frac{1}{\cos \alpha} \pm \frac{T}{2 \sin \alpha}; \\ N_{oc} &= N + G_{оп}; \\ M_u &= 2M \frac{h_0}{a_1} \operatorname{tg} \alpha - Th_0 = M \left(\frac{a}{a_1} - h_\Phi \frac{a_1 - a}{la_1} \right) - \\ &\quad - T \left(\frac{la}{a_1 - a} - h_\Phi \right); \\ T_r &= -\frac{2M}{a_1} \operatorname{tg} \alpha + T, \end{aligned} \right\} \quad (9.34)$$

где N , M , T — силы, действующие на опору; N_{oc} , M_u , T_r — усилия, действующие в основании фундамента; $G_{оп}$ — вес тела опоры и фундамента.

Чтобы в основании фундамента не возникали опрокидывающие моменты M_u , наклон стоек следует назначать исходя из условия $h_0 = 0$, т. е.

$$\frac{al}{a_1 - a} = h_\Phi, \quad (9.35)$$

где все обозначения понятны из рис. 9.4, б.

При Х-образных стойках опор величину a_1 принимают отрицательной (рис. 9.4, в).

В большинстве случаев стойки опор монолитно объединяются с пролетными строениями и фундаментами, что технологичнее, чем устрой-

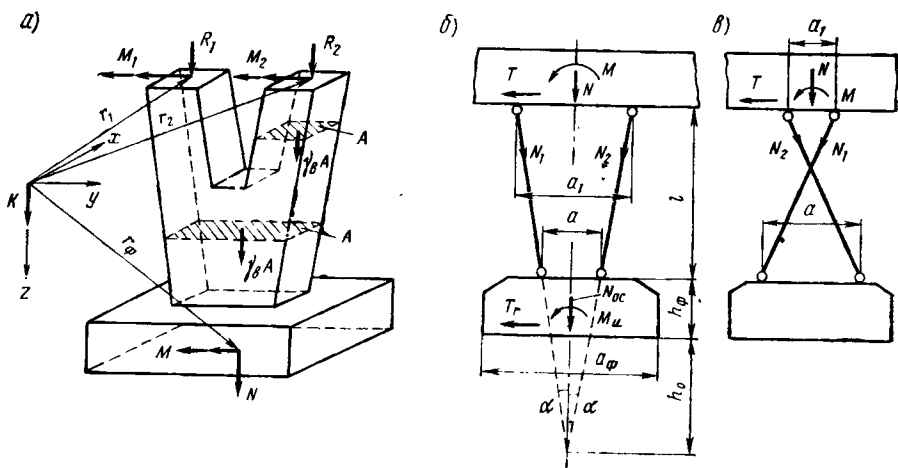


Рис. 9.4. Схемы для расчета опор эстакад и путепроводов

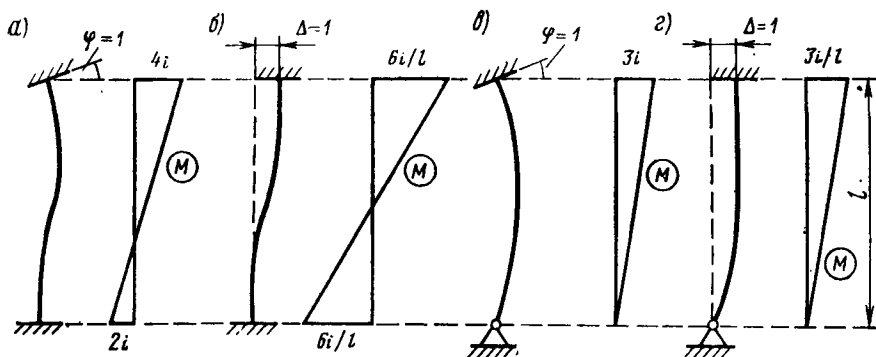


Рис. 9.5. Деформации стоек опор и эпюры изгибающих моментов

ство шарнирных сопряжений. Такие стойки работают как на сжатие, так и на изгибающие моменты. Если стойки достаточно гибкие, то их можно рассчитывать как центрально сжатые, пренебрегая возникающими моментами.

Рассмотрим расчет двух типов стоек: с заделками по обоим концам (рис. 9.5, а, б) и с заделкой на одном конце и шарнирным закреплением на другом (рис. 9.5, в, г).

При повороте одного из концов стойки на угол $\varphi = 1$ или смещении на длину $\Delta = 1$ в ней возникают изгибающие моменты, определяемые через погонную жесткость стойки $i = EI/l$ по формулам строительной механики. Если напряжение в стойке от центрального сжатия обозначить через σ , а полное — через σ_m , то:

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A}; \quad \sigma_m = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq R_b; \\ \frac{\sigma_m - \sigma}{\sigma} &= \frac{MA}{NW} \leq k = \frac{R_b - \sigma}{\sigma}, \end{aligned} \right\} \quad (9.36)$$

где k — коэффициент, показывающий превышение суммарных напряжений относительно напряжений центрального сжатия; A и W — площадь и момент сопротивления сечения стойки.

Подставляя значения моментов во второе выражение из (9.36), получим для схем, представленных соответственно на рис. 9.5, а, б, в, г:

$$\left. \begin{aligned} \frac{4EIA}{l^2 NW} \varphi &\leq k; \quad \frac{6EIA}{l^3 NW} \Delta \leq k; \\ \frac{3EIA}{l^2 NW} \varphi &\leq k; \quad \frac{3EIA}{l^3 NW} \Delta \leq k. \end{aligned} \right\} \quad (9.37)$$

Зная усилия и напряжения центрального сжатия и задав допускаемое их превышение в виде коэффициента k , можно определить гиб-

кость стойки в плоскости изгиба $\lambda = l \sqrt{A/I} = 1/\rho$ из формул (9.37) в виде

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1 &\leq \frac{4}{k} \frac{\rho E A^2}{N W} \varphi; & \lambda_2 &\leq \frac{6}{k} \frac{\rho E A^2}{l N W} \Delta; \\ \lambda_3 &\leq \frac{3}{k} \frac{\rho E A^2}{N W} \varphi; & \lambda_4 &\leq \frac{3}{k} \frac{\rho E A^2}{l N W} \Delta, \end{aligned} \right\} \quad (9.38)$$

где гибкости $\lambda_1 \div \lambda_4$ соответствуют случаям рис. 9.5, а — г.

Формулы (9.38) позволяют определить наименьшую гибкость стоек с различным закреплением, при которой можно не учитывать влияние изгибающих моментов в их заделке. Из пар величин λ_1, λ_2 и λ_3, λ_4 следует затем назначить большую гибкость.

Опоры эстакад и путепроводов, расположенные на разделительной полосе или вблизи проезжей части дорог и улиц, должны быть проверены на удар от наезда автомобилей [5]. Это воздействие принимают в виде горизонтальной силы, приложенной ко всей опоре или к одной из ее стоек.

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ЭСТАКАДЫ И ПУТЕПРОВОДЫ**10.1. РАЗНОВИДНОСТИ ЭСТАКАД И ПУТЕПРОВОДОВ**

Эстакады и путепроводы в городах выполняют из металла в основном при необходимости перекрытия пролетов более 40—50 м, а также и в тех случаях, когда экономические факторы, технология изготовления и строительства оказываются более благоприятными, чем для железобетонных конструкций. Для конструкций эстакад и путепроводов используют сталь и алюминиевые сплавы. При этом опоры могут быть как металлическими, так и железобетонными. Металлические эстакады могут быть постоянными и временными транспортными сооружениями. В последнем случае их выполняют сборно-разборными из стандартных элементов.

По статической схеме преобладают балочные системы, причем балочно-неразрезные наиболее употребимы. В сложных условиях современной городской застройки такие эстакады имеют почти всегда криволинейное очертание в плане с системой ответвлений и разветвлений.

В сборно-разборных эстакадах чаще других применяются балочно-разрезная и балочно-консольная системы.

При необходимости перекрытия пролетов более 100 м в эстакадах применяют вантовую систему. Так, например, введенная в 1969 г. в г. Людвигсхафене (ФРГ) металлическая эстакада имеет два вантовых пролета длиной по 141 м. Остальная часть эстакады длиной 262 м перекрыта балочно-неразрезными пролетными строениями с пролетами более 40 м (рис. 10.1). Частое расположение вант позволяет при монтаже отказаться от применения вспомогательных оттяжек, что облег-

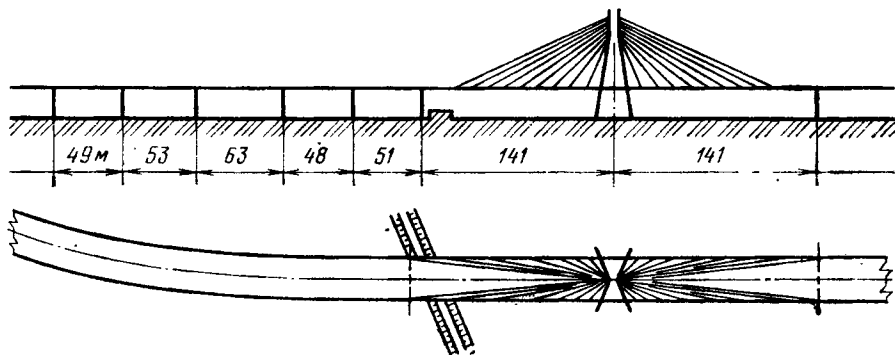


Рис. 10.1. Металлическая эстакада с вантовыми пролетами в Людвигсхафене (ФРГ)

чает технологию возведения таких сооружений над широкими препятствиями (например, многочисленными железнодорожными путями).

В современных крупных городах металлические эстакады играют важную роль в решении транспортных проблем. Ширина металлических эстакад доходит до 40 м и даже более. В некоторых случаях для обеспечения необходимой пропускной способности эстакады при минимальной стесненности пространства под ними устраивают двухъярусные сооружения на одностолбчатых опорах (рис. 10.2).

Металлические путепроводы сооружают для обеспечения проездов над широкими автомагистралями или сетью железнодорожных путей. В большинстве таких случаев путепроводы имеют косое или криволинейное расположение в плане. Помимо балочной, широкое применение в путепроводах находит рамная система с наклонными стойками (рис. 10.3). Иногда возводят вайтовые путепроводы с пролетами 100 м и более.

Металлические пролетные строения эстакад и путепроводов изготовляют на заводах мостовых металлоконструкций и отдельными блоками доставляют по железным и автомобильным дорогам на место строительства. Все заводские соединения в настоящее время выполняют сварными. Тип монтажных соединений определяется технологией возведения. Применяют три типа монтажных стыков: болтовые (на высокопрочных болтах), цельносварные и комбинированные (болто-сварные). Применение болтовых стыков позволяет вести монтаж пролетных строений навесным способом, но при этом на заводе требуется общая сборка конструкций с рассверловкой монтажных отверстий в поясах и стенках после проверки строительного подъема. Это повышает трудоемкость заводского изготовления на 30—40%. За счет накладок и бол-

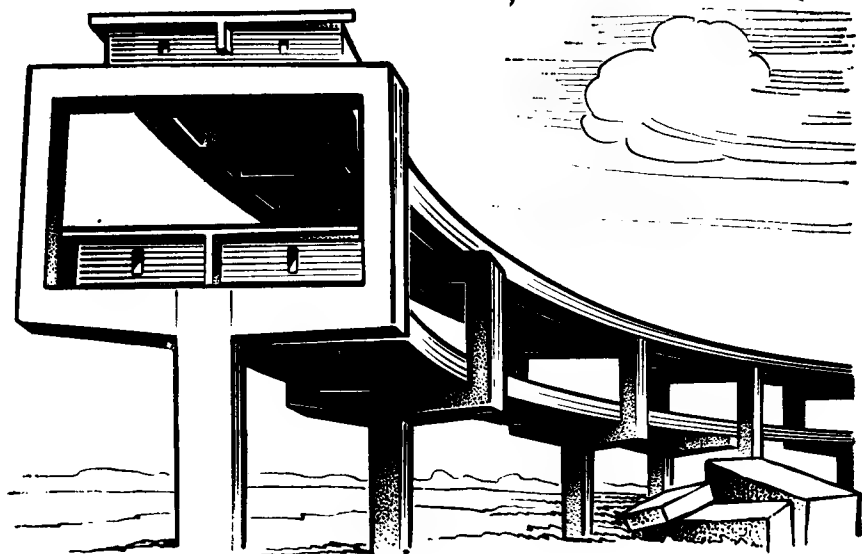


Рис. 10.2. Металлическая двухъярусная эстакада в Токио (Япония)

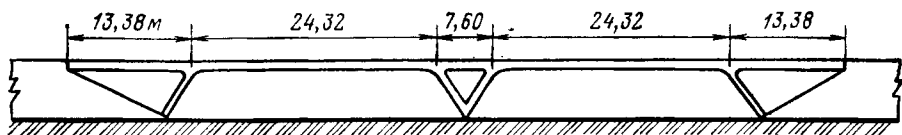


Рис. 10.3. Стальной путепровод «Рэд диэр» в Канаде

тов с учетом ослабления сечения болтовыми отверстиями расход металла на конструкции увеличивается на 25—27 %. Цельносварные стыки позволяют полностью исключить общую сборку и соответственно на 30—40 % снизить трудоемкость заводского изготовления конструкций пролетных строений. Такие стыки применяют длядвигаемых конструкций или собираемых на сплошных подмостях. При навесном и полунавесном способах монтажа весьма эффективны комбинированные стыки. Они широко применяются и для элементов ортотропных плит.

При возведении металлических пролетных строений городских транспортных сооружений всегда стремятся уменьшить количество используемых подмостей, временных опор и других вспомогательных конструкций, так как они сами во многих случаях могут воспринять действующие на стадии монтажа нагрузки.

По типу пролетных строений металлические эстакады и путепроводы можно подразделить на цельнометаллические и объединенной конструкции. В современных цельнометаллических пролетных строениях в проезжей части применяют металлическую ортотропную плиту, а в пролетных строениях объединенной конструкции — монолитную или сборную железобетонную плиту, включаемую в совместную работу с главными балками.

Опоры металлических эстакад и путепроводов могут быть цельнометаллическими, железобетонными или металлическими с бетонным заполнением внутренних полостей. Фундаменты опор устраивают бетонными или железобетонными.

10.2. КОНСТРУКЦИЯ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ, ОБЪЕДИНЕННЫХ С ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТОЙ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

Сталежелезобетонные пролетные строения эстакад и путепроводов komponуют из двутавровых или коробчатых балок, поверх которых устраивают железобетонную плиту проезжей части. При конструировании пролетных строений стараются обеспечить такие пролеты железобетонной плиты, чтобы ее толщина не превосходила 0,20—0,25 м. Уменьшению сечений плиты и увеличению ее пролетов способствует предварительное напряжение.

Железобетонная плита проезжей части толщиной до 0,15 м без предварительного напряжения получается в тех случаях, когда пролеты ее не превышают 3—3,5 м. Такое положение достигается при устройстве в поперечном сечении сварных двутавровых балок с шагом

6—9 м, между которыми предусматриваются вспомогательные прогоны, выполняемые обычно из прокатных профилей (рис. 10.4, а). При этом плита посредством жестких или гибких упоров объединяется с верхними поясами главных балок. Для улучшения распределения нагрузки между главными балками, а также для обеспечения устойчивости ба-

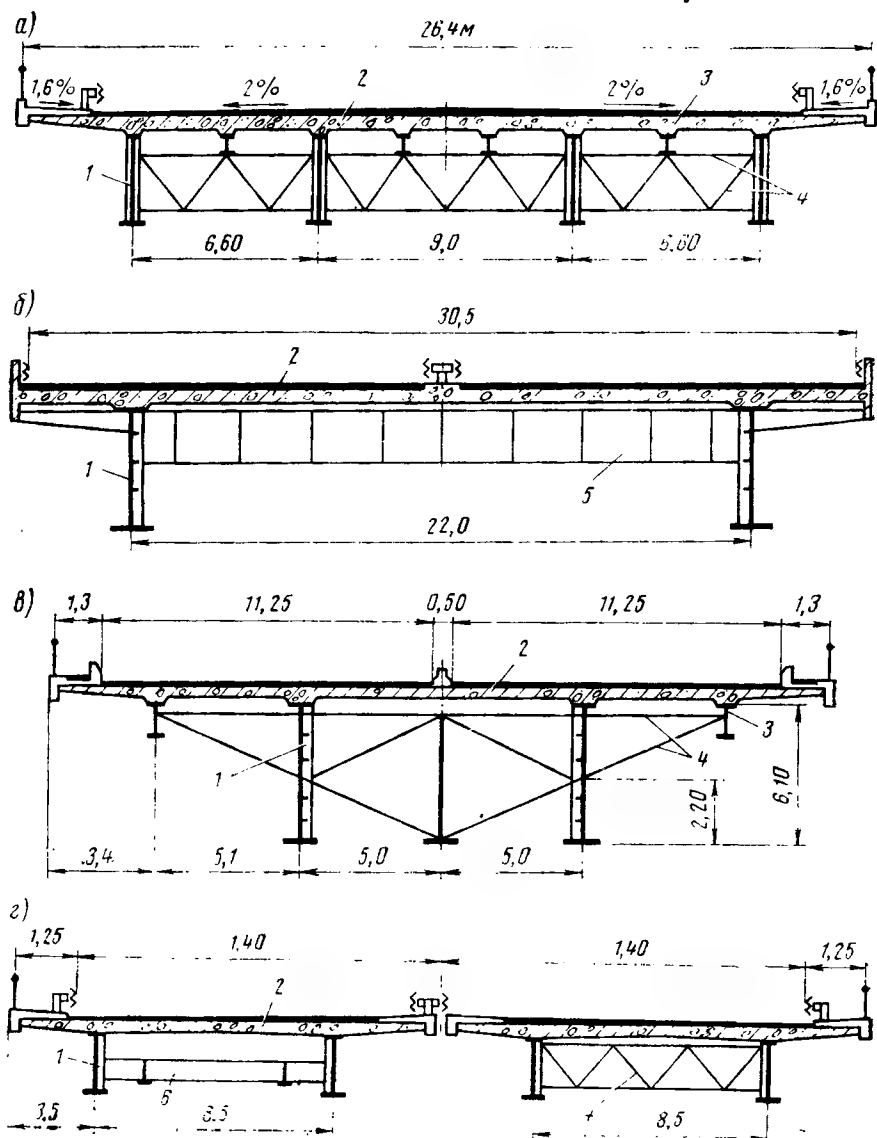


Рис. 10.4. Поперечные сечения пролетных строений с открытым контуром и железобетонной плитой в проезжей части:

1 — двутавровая сварная главная балка; 2 — железобетонная плита проезжей части; 3 — вспомогательный прогон; 4 — поперечные решетчатые связи; 5 — сплошностенчатая поперечная балка; 6 — поперечная сплошностенчатая распорка

лок на монтаже в поперечных сечениях пролетных строений с шагом 3—6 м устраивают решетчатые поперечные связи (см. рис. 10.4, а). Высота пролетных строений с несколькими одностенчатыми балками в неразрезной системе составляет $(1/15 \div 1/30) l$, где l — длина пролета.

Даже при весьма большой ширине проезжей части (до 30 м) возможно устройство в поперечном сечении пролетного строения только двух одностенчатых балок. Плиту проезжей части в этом случае опирают на главные и поперечные сплошностенчатые балки и объединяют с ними для обеспечения совместной работы. Шаг поперечных балок назначают длиной от 3 до 7 м (рис. 10.4, б), а расстояние между главными балками — до 20—22 м.

В неразрезных пролетных строениях железобетонная плита попадает в растянутую зону. Для предотвращения опасного воздействия растягивающих усилий на плиту применяют специальные конструктивные решения. Возможно искусственное выключение железобетонной плиты из совместной работы с металлическими главными балками путем устройства в плите поперечных швов. Другой мерой является предварительное продольное напряжение плиты в приопорных участках, а также искусственное регулирование усилий в системе в процессе возведения. В некоторых случаях одновременно применяют армирование плиты с выключением ее из работы в приопорных участках. Весьма эффективным может оказаться применение в пределах зон действия отрицательных изгибающих моментов стальной ортотропной плиты проезжей части.

Применение в поперечном сечении шириной до 25—30 м двух главных балок целесообразно при больших пролетах (100 м и более). Высота главных балок составляет в этом случае $(1/15 \div 1/20) l$. Применяя в пределах свесов железобетонной плиты вспомогательные прогоны, связанные с главными балками единой системой связей, удастся увеличить их длину до 8 м и более (рис. 10.4, в).

В криволинейных эстакадах при ширине проезжей части 25—30 м часто применяют два отдельных пролетных строения под каждое направление движения. При этом в поперечном сечении таких пролетных строений достаточно установить по две главные балки, а в железобетонной плите проезжей части целесообразно предусмотреть поперечное и продольное предварительное напряжение, и тогда расстояние между главными балками может составлять 8,0—9,0 м (рис. 10.4, г). Между главными балками можно устраивать поперечные решетчатые связи или только поперечные сплошностенчатые распорки, которые служат при бетонировании плиты основанием для перемещающейся опалубки.

Применение главных балок коробчатого сечения позволяет улучшить работу сталежелезобетонных пролетных строений на кручение. В поперечном сечении пролетного строения могут быть расположены две коробчатые балки, объединенные в уровне проезжей части железобетонной плитой. Ширина коробчатых балок может составлять 1,0—8,0 м (рис. 10.5, а, б). Внутри коробчатых балок с шагом 6—9 м устанавливают решетчатые связи, обеспечивающие неизменность контура,

а в опорных сечениях предусматривают сплошностенчатые диафрагмы, причем над промежуточными опорами они могут быть двухстенчатыми. В полуоткрытых сечениях между коробчатыми балками предусматривают решетчатые связи или поперечные балки (см. рис. 10.5, б), на которые опираются вспомогательные прогоны, являющиеся опорами для железобетонной плиты. Нижнюю плиту коробчатых балок выполняют ортотропной конструкции.

Достаточно распространенными в современных городских эстакадах и путепроводах являются пролетные строения полуоткрытого сечения с несколькими коробчатыми балками небольшой ширины (до 2,5—3 м). Они целесообразны для разветвляющихся сооружений (рис. 10.5, в).

Ширину проезда до 20 м могут обеспечивать одноконтурные поперечные сечения. Придавая наклон боковым стенкам коробчатых сечений пролетного строения, удастся уменьшить ширину опор. Для сохранения пролета железобетонной плиты в пределах 3—6 м по ширине сечений предусматривают дополнительные прогоны (рис. 10.5, д) или промежуточные стенки.

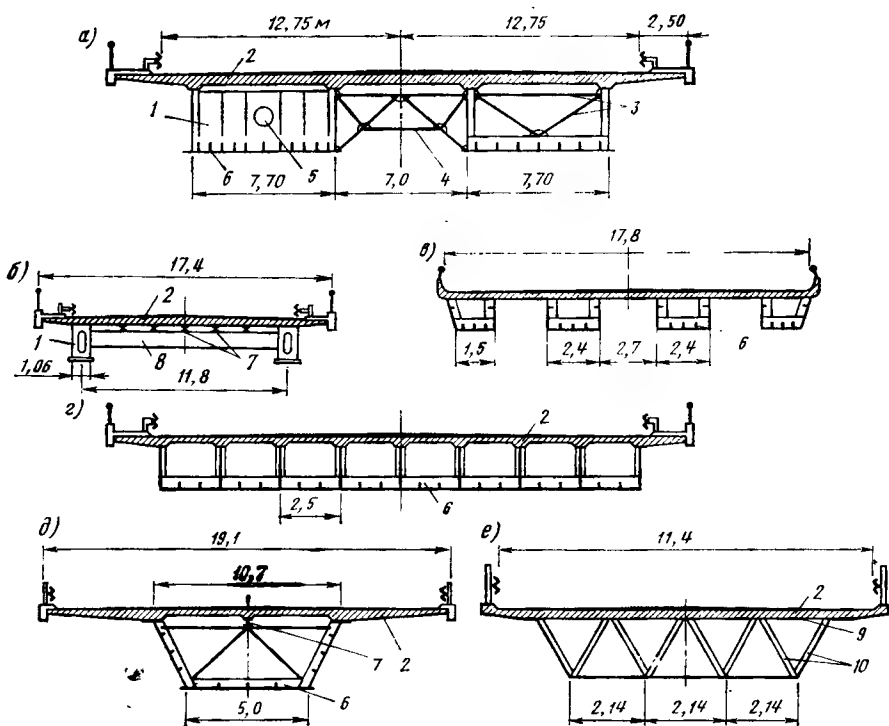


Рис. 10.5. Поперечные сечения пролетных строений с полуоткрытым и замкнутым контурами и железобетонной плитой в проезжей части:

1 — сплошностенчатая диафрагма; 2 — железобетонная плита проезжей части; 3 — решетчатые связи внутри коробчатой балки; 4 — решетчатые связи между коробчатыми балками; 5 — отверстие в диафрагме; 6 — нижняя ортотропная плита; 7 — вспомогательные прогоны; 8 — поперечная балка; 9 — волнистый алюминиевый лист толщиной 2 мм; 10 — наклонные стенки с ребрами жесткости

Для объединения железобетонной плиты с коробчатыми балками стенки балок в большинстве случаев снабжают узкими полками, к которым прикрепляют упоры. В отдельных случаях железобетонную плиту устраивают по верхнему на всю ширину коробчатых балок листу. Такое решение может быть обосновано особыми требованиями монтажа пролетных строений.

В зависимости от ширины эстакады под несколько полос движения можно предусматривать по одному пролетному строению с коробчатыми балками, работающими самостоятельно.

В широких эстакадах иногда применяют коробчатые сталежелезобетонные пролетные строения с многоконтурным поперечным сечением (рис. 10.5, *з*). Такие пролетные строения приближаются по своей работе под нагрузками к плитным пролетным строениям с различной жесткостью в ортогональных направлениях.

Высота сталежелезобетонных пролетных строений с коробчатыми балками составляет $(1/20 \div 1/35) l$.

Помимо стали, в объединенных конструкциях пролетных строений эстакад и путепроводов находят ограниченное применение алюминиевые сплавы. Вес пролетных строений из алюминиевых сплавов оказывается в 3—6 раз меньше, чем сталежелезобетонных конструкций. В большинстве случаев конструкции пролетных строений из алюминиевых сплавов повторяют типы пролетных строений из стали. Есть, однако, примеры оригинальных решений, одно из которых представлено на рис. 10.5, *е*. Пролетное строение состоит из системы наклонных стенок, а также верхнего и нижнего поясов. Стенки имеют толщину 2 мм и усилены ребрами жесткости из прессованных профилей, расположенными с шагом 0,17 м. Стенки в уровне поясов пролетного строения соединяются специальными профилями простого очертания. По верхнему поясу укладывают волнистый лист толщиной 2 мм, являющийся опалубкой для железобетонной плиты проезжей части толщиной 0,24 м. В рассмотренной конструкции достаточно просто обеспечивается уширение проезжей части путем добавления наклонных стенок.

При использовании сборной железобетонной плиты проезжей части и упоров традиционных типов требуются значительные объемы расчисточных работ на большой площади работ по укладке монолитного бетона. В конструкциях современных сооружений находят применение новые решения, обеспечивающие высокий темп и качество объединения металлических балок с железобетонной плитой при ликвидации сезонности работ. Эти решения основаны на использовании в соединении сборных блоков монтажной сварки и клея. Так, приведенная на рис. 10.6, *а* конструкция ЦНИИСа объединения сборных плит со стальными балками предполагает устройство в блоках закладных наклонных листов, объединенных диафрагмами. Опираемость блоков обеспечивается без дополнительных прокладок или подрезки листов закладных деталей. У закладных листов имеются скосы с наружной стороны, позволяющие осуществлять одностороннюю монтажную сварку встык с металлом пояса стальных балок. Объединение сборных плит между собой производится при этом на клею путем обжатия швов домкратами.

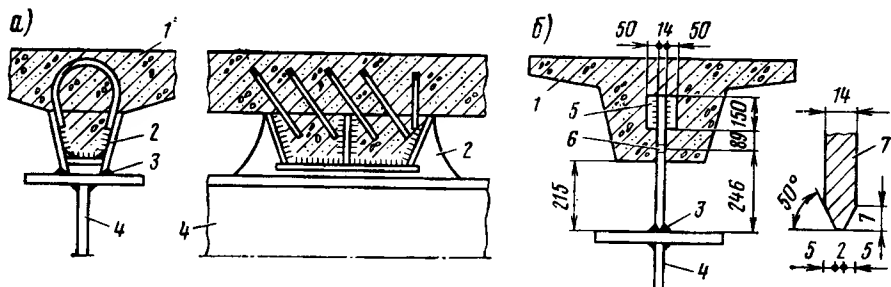


Рис. 10.6. Конструкции объединения сборных железобетонных плит со стальными балками:

1 — блок железобетонной плиты; 2 — закладной наклонный лист; 3 — монтажный сварной шов; 4 — стальная балка; 5 — листовая закладная деталь с жестким упором; 6 — отверстие для пропуска арматуры; 7 — деталь разделки кромок стального листа

Другое решение (рис. 10.6, б) основано на применении вертикального закладного листа, по длине равного протяженности блока плиты. Закладной лист выступает из вута блока плиты и обеспечивает связь с поясом металлической балки. Длину блоков плиты назначают в пределах 2—2,5 м. Блоки могут поступать на место строительства с уже уложенной по ним гидроизоляцией.

ГПИ Ленгипротрансмест предложена конструкция крепления сборной железобетонной плиты к главным балкам пролетных строений высокопрочными болтами (рис. 10.7). Для этого на верхних поясах главных балок предусматривают приемные уголки, а в блоках железобетонной плиты — вертикальный выступающий закладной лист высотой 200 мм, усиленный ребрами жесткости. На монтаже закладной лист

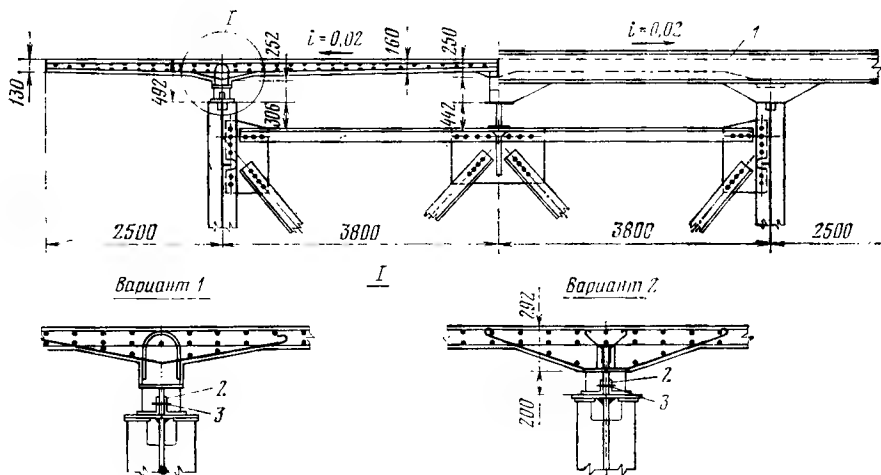


Рис. 10.7. Крепление железобетонной плиты к стальным балкам высокопрочными болтами:

1 — окаймляющий элемент деформационного шва; 2 — приемные уголки; 3 — высокопрочные болты

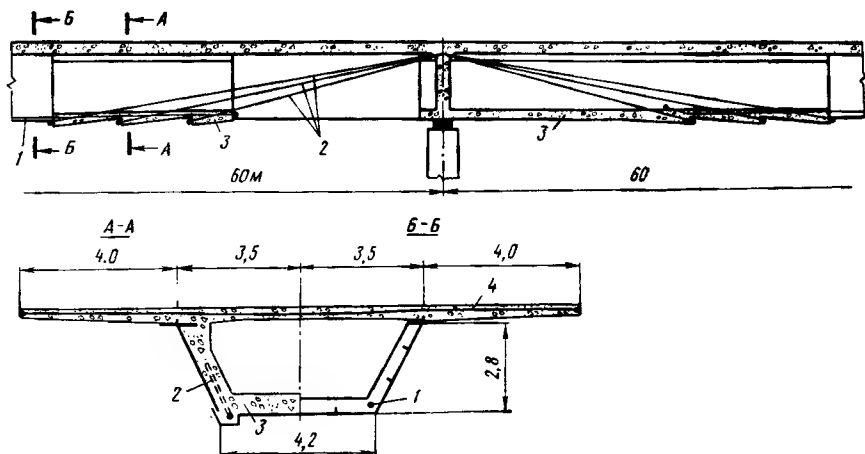


Рис. 10.8. Конструкции сталежелезобетонного пролетного строения с предварительно напряженной арматурой в плите и главной балке:

1 — горизонтальная напрягаемая арматура коробчатой балки; 2 — наклонная арматура коробчатой балки; 3 — обетонированные участки стальной балки; 4 — поперечная напрягаемая арматура в плите

входит в щель между приемными уголками, после чего проводят затяжку высокопрочных болтов.

На практике находят применение и другие конструктивные решения [26].

В пролетных строениях объединенной конструкции может оказаться эффективным применение предварительно напряженной арматуры не только в плите проезжей части, но и в главных балках. В неразрезных пролетных строениях напрягаемая арматура может быть расположена наклонно в приопорных участках с заанкериванием в нижней обетонированной плите (рис. 10.8). При этом с целью повышения местной устойчивости стенок пролетного строения их целесообразно также обетонировать.

Неразрезные сталежелезобетонные пролетные строения могут быть образованы из разрезных стальных балок с последующим устройством единой монолитной железобетонной плиты проезжей части и обетонированием пространства между торцами балок смежных пролетов. Для обеспечения сцепления стальных балок с бетоном на их торцовые поверхности предварительно приваривают анкерные штыри с пластинчатыми головками. Подобным же образом из разрезных стальных балок можно образовать многопролетную сталежелезобетонную конструкцию рамной системы.

Пролеты объединенных несущих конструкций эстакад и путепроводов не следует назначать более 100—120 м, поскольку при больших пролетах они становятся менее экономичными из-за значительного собственного веса железобетонной плиты.

Криволинейные пролетные строения малой кривизны можно составлять из прямолинейных балок и криволинейной монолитной плиты,

имеющей необходимую кривизну фасадных граней. При большой кривизне оси конструкции в плане переходят на изготовление специальных криволинейных металлических балок. Их выполняют сварными стенками, очерченными по цилиндрической поверхности, и криволинейными поясами. Железобетонная плита для таких балок может быть как монолитной, так и из сборных блоков, располагаемых с поперечными швами переменной толщины. Радиусы кривизны в плане осей таких пролетных строений изменяются от 50 до 300 м, пролеты — от 15 до 80 м при ширине проезжей части от 7 до 20 м. В поперечном сечении обычно располагают симметрично две или четыре криволинейные балки. По статической схеме криволинейные балки чаще всего выполняют разрезными или неразрезными.

В пролетных строениях объединенной конструкции нижние продольные ветровые связи устанавливают при открытой форме поперечного сечения. Роль верхних связей выполняет железобетонная плита.

10.3. КОНСТРУКЦИЯ ЦЕЛЬНОМЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

В городских условиях часто оказываются целесообразными эстакады и путепроводы с цельнометаллическими пролетными строениями. В проезжей части таких пролетных строений применяют ортотропную плиту, состоящую из покрывающего листа, подкрепленного продольными ребрами жесткости и поперечными балками.

При компоновке пролетных строений из нескольких одностенчатых балок их располагают в поперечном сечении с шагом 4—7 м (рис. 10.9, а). Нижние пояса главных балок обычно имеют развитое сечение. Толщина листов в нижних поясах в отдельных случаях составляет 100 мм и более. Для обеспечения местной устойчивости стенок главных балок их усиливают поперечными и продольными ребрами жесткости, причем поперечные ребра устанавливают с обеих сторон стенки или только с одной внутренней стороны.

По длине пролетов через 6—9 м между главными балками устраивают поперечные решетчатые связи, выполняемые обычно из одинарных или двоянных элементов уголкового профиля. В опорных сечениях требуется установка сплошностенчатых диафрагм. Для создания поперечных уклонов поперечные балки имеют переломы по оси проезжей части, а также в местах сопряжения проезжей части с тротуарами. Под тротуарами покрывающий лист может иметь меньшую толщину, чем в пределах проезжей части. Относительную высоту многобалочных пролетных строений принимают равной $(1/15 \div 1/30) l$, где l — длина наибольшего пролета (при неразрезной схеме).

В современных эстакадах стремятся уменьшить число балок в поперечном сечении. Иногда при ширине пролетных строений до 30 м их устраивают только две. При этом расстояние между главными балками составляет до 15 — 20 м. При малой высоте главных балок и достаточно мощных поперечных балках поперечные связи можно не устраивать (рис. 10.9, б). Если высота поперечных балок составляет менее $1/3$ высоты главных балок, то устраивать поперечные связи необходимо. Их можно не крепить к поперечным балкам, если расстояние

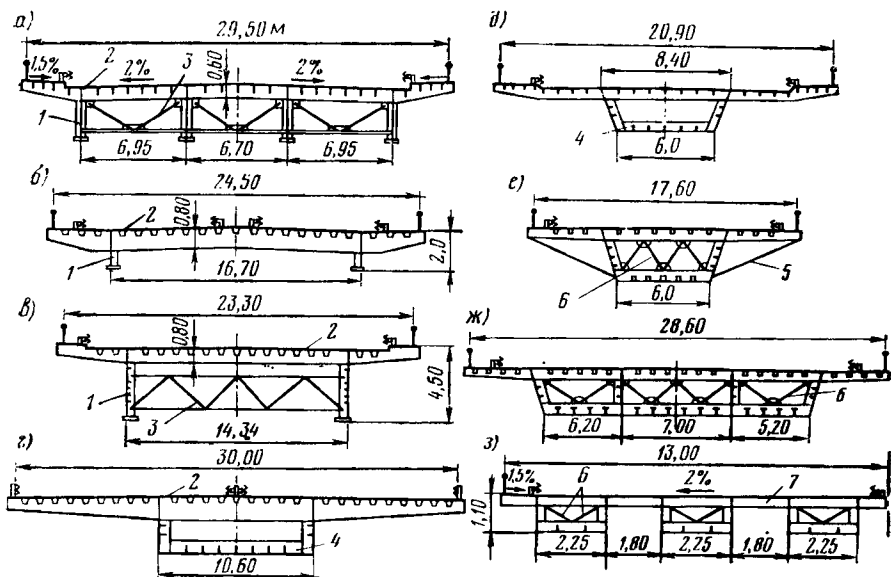


Рис. 10.9. Поперечные сечения цельнометаллических пролетных строений:

1 — одностенчатая главная балка; 2 — ортотропная плита проезжей части с покрытием; 3 — поперечные связи между главными балками; 4 — нижняя ортотропная плита; 5 — подкос; 6 — поперечные связи внутри коробчатых балок; 7 — ортотропная плита, состоящая из покрывающего листа и поперечных ребер жесткости

между главными балками менее 12—15 м (рис. 10.9, в). В пролетных строениях с более широкой расстановкой главных балок связи целесообразно присоединять к поперечным балкам, благодаря чему удастся обеспечить необходимую жесткость поперечным сечениям. Высота пролетных строений с двумя одностенчатыми балками в реализованных сооружениях находится в пределах $(1/15—1/25) l$.

Наиболее распространенной формой поперечных сечений современных пролетных строений эстакад и путепроводов является коробчатая. При одноконтурном сечении можно обеспечить ширину проезда до 30 м (рис. 10.9, г). Расстояние между стенками одноконтурных сечений принимают чаще всего равным 6—8 м. В отдельных случаях ширина коробок понизу доходит до 12 м, а вылет консолей верхней ортотропной плиты составляет 10 м и более.

В криволинейных эстакадах весьма часто принимают одноконтурное сечение с наклонными стенками (рис. 10.9, д). При различных радиусах кривизны по длине неразрезных пролетных строений переменность поперечных уклонов проезжей части может обеспечиваться за счет изменения высоты стенок. Вместо сплошных боковых стенок могут быть предусмотрены стенки сквозной конструкции. Такое решение представляется целесообразным при больших пролетах.

Для поддержания консолей верхней плиты с вылетом более 5—6 м в коробчатых пролетных строениях применяют подкосы, располагаемые с тем же шагом, что и поперечные балки (рис. 10.9, е). Особенно

целесообразным оказывается применение подкосов для балки жесткости вантовых эстакад и путепроводов при закреплении вант по краям проезжей части.

Недеформируемость сечений коробчатых пролетных строений обеспечивается устройством по их длине решетчатых связей, а в опорных сечениях — сплошностенчатых диафрагм.

Многоконтурные сечения в современных конструкциях применяются достаточно редко. Расстояние между стенками, а также свесы верхней плиты не превышают обычно 6,0—7,0 м (рис. 10.9, ж). Внутренние стенки располагают вертикально, а внешние могут быть и наклонными.

Широкое распространение для пролетных строений городских транспортных сооружений имеют полуоткрытые сечения с несколькими замкнутыми контурами (рис. 10.9, з). Высота пролетных строений с такой формой сечения получается сравнительно небольшой и может составлять $1/40$ длины пролета и даже менее. Ширина коробчатых балок в пролетных строениях с полуоткрытым сечением может приниматься от 2,0 до 7,0 м.

Продольные ребра ортотропных плит выполняются из полосовой стали, перевернутых тавров, уголков, а также трапециевидных, треугольных, U-образных тонкостенных профилей (рис. 10.10). На практике находят применение и другие разновидности ребер с открытым или замкнутым сечением.

В конструкциях эстакад применяются в отдельных случаях ортотропные плиты, в состав которых входят только покрывающий лист толщиной 10—16 мм и поперечные ребра жесткости с замкнутой формой сечения (см. рис. 10.9, з). Шаг таких поперечных ребер принимается несколько большим, чем для продольных ребер такой же формы.

При традиционной конструкции ортотропной плиты поперечные балки имеют перевернутое тавровое сечение. Высота поперечных балок в пролетных строениях с открытым или замкнутым поперечным сечением обычно не превышает 0,8 м (см. рис. 10.9, а, б, в).

Продольные ребра жесткости проходят непрерывно по всей длине сооружения, поэтому в поперечных балках предусматриваются вырезы той или иной формы (см. рис. 10.10). В ортотропной плите проезжей части для передачи поперечных сил с продольных ребер попереч-

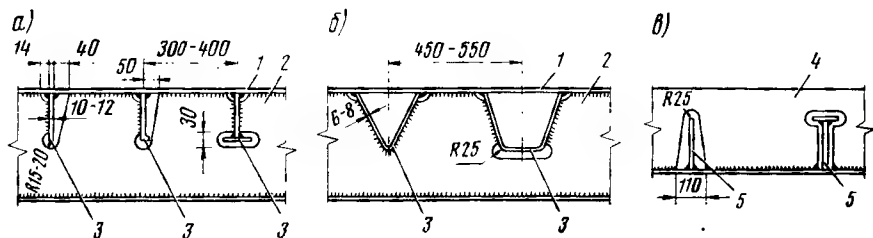


Рис. 10.10. Типы сопряжений продольных ребер ортотропных плит с поперечными балками и ребрами:

1 — покрывающий лист; 2 — поперечная балка; 3 — продольные ребра верхней ортотропной плиты; 4 — поперечное ребро; 5 — продольное ребро нижней ортотропной плиты

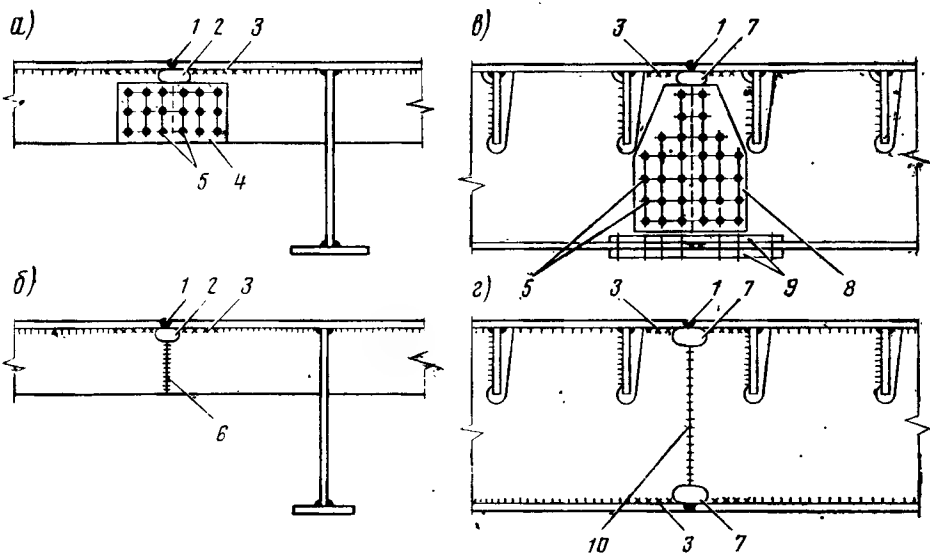


Рис. 10.11. Монтажные стыки продольных ребер и поперечных балок ортотропных плит проезжей части:

1 — сварной стыковой шов покрывающего листа; 2 — технологический вырез; 3 — роспуски; 4 — двусторонние накладки продольного ребра; 5 — высокопрочные болты; 6 — сварной стыковой шов продольного ребра; 7 — технологические вырезы поперечной балки; 8 — двусторонние накладки стенки поперечной балки; 9 — накладки нижнего пояса поперечной балки; 10 — сварной стыковой шов поперечной балки

ным балкам обычно осуществляют приварку продольных ребер к соприкасающимся с ними стенкам поперечных балок (см. рис. 10.10, а, б). В нижней ортотропной плите продольные ребра проходят в вырезах поперечных ребер, не соприкасаясь с их стенками (см. рис. 10.10, в).

В ортотропной плите криволинейных пролетных строений приварка продольных ребер к стенкам сопрягающихся поперечных балок нежелательна из-за возникновения существенных дополнительных напряжений. Передача поперечных сил от ребер к поперечным балкам может быть обеспечена за счет увеличенной жесткости покрывающего листа.

На монтаже стыки продольных ребер жесткости ортотропных плит проезжей части выполняют на высокопрочных болтах или на сварке и размещают в трети пролета между поперечными балками (рис. 10.11, а, б).

Выполнению болтового стыка продольных ребер предшествует наложение стыкового сварного шва покрывающего листа. Для облегчения работ по устройству монтажного стыка и уменьшения остаточных напряжений предусматривают незаваренные участки угловых швов соединения ребер с покрывающим листом. Этим же целям служит технологический вырез в верхней части ребра. Незаваренные участки называются роспусками. После установки двусторонних накладок и затяжки болтов производят заварку роспусков.

Аналогично выполняются монтажные стыки поперечных балок на высокопрочных болтах (рис. 10.11, в).

Сварной монтажный стык поперечной балки или продольного ребра выполняют в следующей очередности (рис. 10.11, з). Вначале накладывают стыковые швы покрывающего листа и нижнего пояса балки. Далее устраивают вертикальный шов стенки и, наконец, заваривают роспуски.

Продольные ребра жесткости ортотропной плиты проезжей части можно не стыковать, оставляя разрыв у монтажного стыка плиты. Однако в этом случае требуется местное утолщение покрывающего листа.

В нижней ортотропной плите пролетных строений с коробчатыми балками сварной монтажный стык продольных ребер жесткости выполняют с применением вставок (рис. 10.12).

Цельнометаллические пролетные строения собираются на строительной площадке из отдельных блоков. В большинстве случаев такими блоками являются секции ортотропных плит в пределах консольных свесов и на участках между стенками, а также двутавровые балки с элементами жесткости и поперечные связи (рис. 10.13, а, б). Монтажные соединения выполняют на сварке и высокопрочных болтах.

Более технологичным является решение, основанное на применении блоков двутавровых балок с несимметричным относительно вертикальной оси сечением (см. рис. 10.13, а). В отечественной практике в настоящее время блоки стенок пролетных строений выполняют в виде симметричных двутавровых балок (см. рис. 10.13, б), что связано с технологией изготовления на имеющейся у заводов оснастке.

Сопряжение блоков верхней ортотропной плиты с блоками стенок выполняют обычно по двум вариантам. Возможно сопряжение покрывающего листа ортотропной плиты с поясами двутавровых балок внахлестку с использованием монтажных вставок (рис. 10.13, в). В этом варианте стыка необходимо наложить четыре монтажных шва, из которых два стыковые, а два угловые. При этом минимальные остаточные сварные напряжения обеспечиваются при первоначальном выполнении стыковых швов, а потом — угловых потолочных швов. Стыковые соединения по этому варианту сопряжения возможно выполнять даже без предварительной разделки кромок.

Более прогрессивно соединение покрывающего листа блоков ортотропной плиты в одном уровне с верхним поясом блока стенки с последующим наложением стыкового сварного шва (рис. 10.13, г). По сравнению с соединением внахлестку стыковое соединение имеет более высокий предел выносливости.

Сопряжение поперечных балок блоков ортотропной плиты с элементами блоков стенок чаще всего осуществляется на высокопрочных болтах с использованием двусторонних накладок. При этом в одном случае вертикальные стыковые накладки устанавливают на стенку

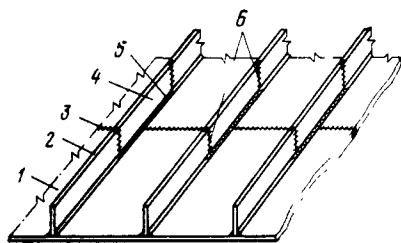


Рис. 10.12. Монтажный сварной стык нижней ортотропной плиты:

1 — покрывающий лист; 2 — продольное ребро; 3 — сварной стыковой шов покрывающего листа; 4 — вставка; 5 — сварной угловой шов; 6 — сварные стыковые швы продольного ребра

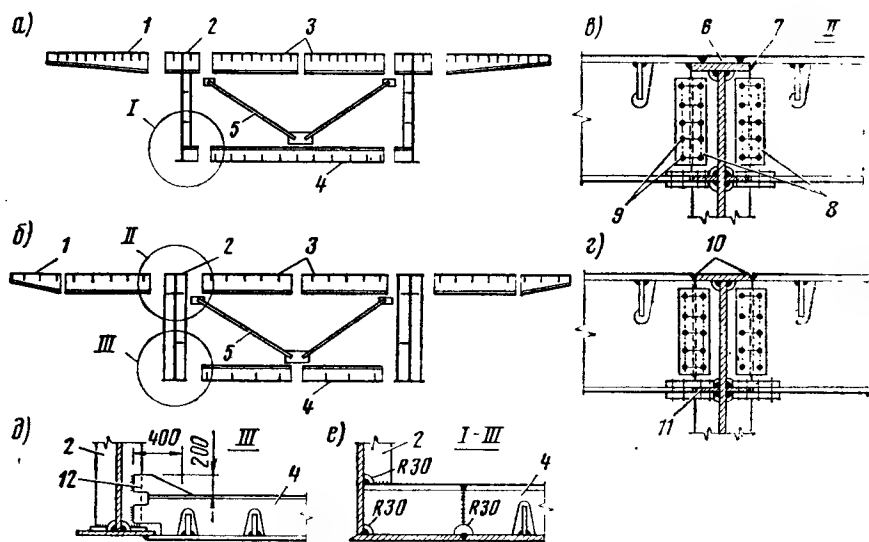


Рис. 10.13. Монтажные блоки и стыки цельнометаллических пролетных строений:
 1 - блоки консольных свесов верхней ортотропной плиты; 2 - блоки стенки; 3 - блоки верхней ортотропной плиты на участке между стенками; 4 - блок нижней ортотропной плиты; 5 - поперечные связи; 6 - монтажная вставка; 7 - угловой потолочный шов; 8 - двусторонняя накладка; 9 - высокопрочные болты; 10 - стыковой сварной шов; 11 - продольное ребро жесткости

поперечной балки блока плиты и поперечное ребро жесткости блока стенки, а горизонтальные накладки ставят на нижний пояс поперечной балки блока плиты и продольное ребро жесткости блока стенки (см. рис. 10.13, в, г). В другом случае стыковые накладки устанавливают на сопрягающиеся элементы поперечных балок, входящих в состав блоков верхней ортотропной плиты, и пояса блоков стенки (см. рис. 10.13, а).

Сопряжения блоков нижней ортотропной плиты с блоками стенок пролетных строений обычно выполняют цельносварными. Соединение горизонтального листа плиты с нижним поясом двутавровой балки может быть внахлестку (рис. 10.13, д) или стыковым (рис. 10.13, е). Для восприятия изгибающих моментов в местах сопряжений может потребоваться установка так называемых косынок (см. рис. 10.13, д). Соединение стенок и угловых косынок поперечных ребер нижней ортотропной плиты с вертикальными ребрами жесткости стенок пролетного строения может быть при этом нахлесточным (см. рис. 10.13, д) или стыковым.

Примеры поперечных сечений цельнометаллических пролетных строений, выполненных из плоских блоков ортотропных плит и двутавровых блоков стенок, приведены на рис. 10.14. Пролетные строения, собираемые из таких блоков, могут быть с открытым (рис. 10.14, а) или замкнутым контуром поперечного сечения (рис. 10.14, б). Блоки ортотропных плит стремятся принимать одинаковых размеров. Длина и ширина блоков обычно соответствуют габаритам автомобилей или

железнодорожных платформ. В отечественной практике ширина блоков ортотропных плит чаще всего не превышает 2,5 м, а их длина — 10,5 м.

Продольное членение ортотропных плит по сравнению с поперечным обеспечивает сокращение числа поперечных стыков покрывающего листа и продольных ребер. В приведенной на рис. 10.14, б конструкции коробчатого пролетного строения в пределах стенок применены вертикальные ребра жесткости таврового сечения и горизонтальные ребра жесткости только с наружной стороны стенок. Тавровые ребра жесткости обладают большей, чем полосовые ребра, изгибной жесткостью и тем самым наилучшим образом обеспечивают недеформируемость контура коробчатых балок и устойчивость их стенок.

Размещение продольных ребер жесткости с наружной стороны стенок упрощает технологию изготовления конструкции, поскольку отпадает необходимость в прерывании таких ребер у вертикальных ребер жесткости.

При образовании на монтаже коробчатых балок объединение поперечных ребер нижней ортотропной плиты с вертикальными ребрами жесткости стенок выполнено на высокопрочных болтах, благодаря чему обеспечено снижение объема сварочных работ, проводимых в стесненных условиях.

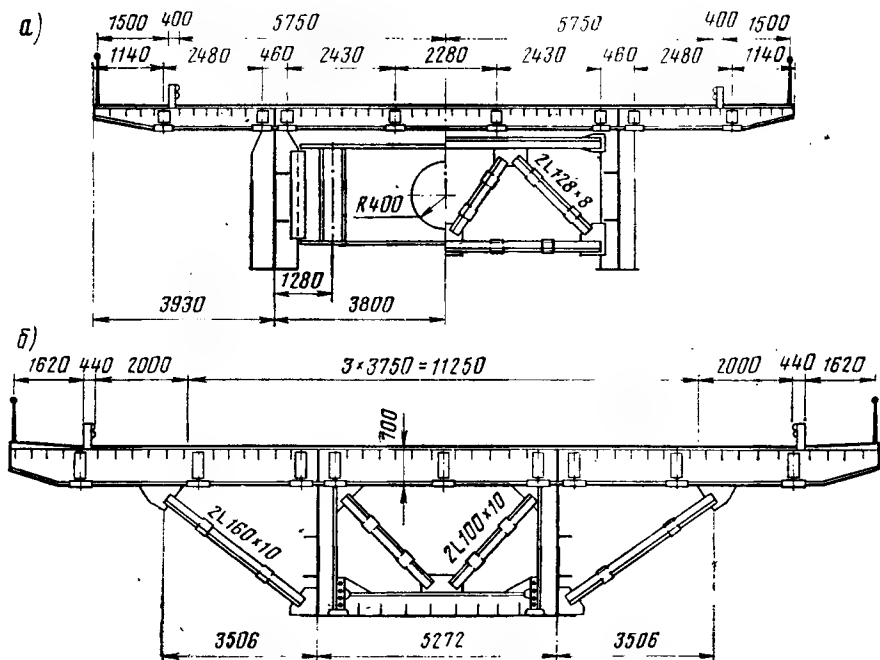


Рис. 10.14. Поперечные сечения цельнометаллических пролетных строений, образованные из плоских блоков

Уменьшение трудовых затрат на монтаже связано с применением L-образных элементов главных балок заводской готовности. В этом случае коробчатое пролетное строение образуется из блоков верхней ортотропной плиты и двух балок, каждая из которых имеет узкий симметричный верхний пояс и широкий несимметричный нижний (рис. 10.15). При этом нижний пояс этих балок представляет собой ортотропную плиту, по ширине равную половине ширины коробчатого контура. Стык двух L-образных элементов в уровне нижнего пояса осуществляется путем установки двусторонней уголковой накладки на высокопрочных болтах в верхней части поперечных ребер и наложения сварного шва по нижнему листу.

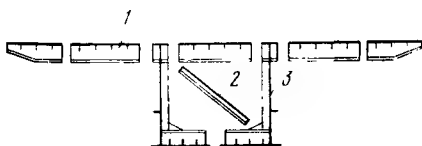


Рис. 10.15. Монтажные блоки коробчатых пролетных строений с L-образными элементами главных балок:

1 — блоки верхней ортотропной плиты; 2 — поперечная связь; 3 — L-образный блок

Применение коробчатых блоков полной заводской готовности позволяет свести до минимума трудозатраты на монтаже цельнометаллических пролетных строений эстакад и путепроводов и одновременно значительно повысить темпы возведения сооружений. Размеры таких коробчатых блоков определяются габаритами транспортных средств, доставляющих их к месту строительства. Например, в приведенном на рис. 10.16, а пролетном строении полуоткрытого сечения, разработан-

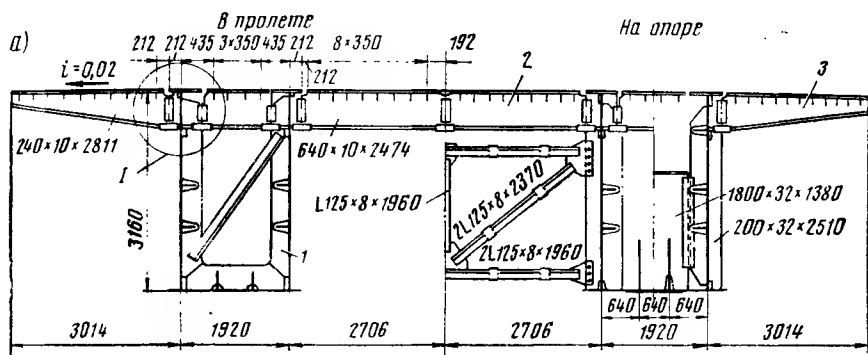


Рис. 10.16. Конструкция цельнометаллического пролетного строения с коробчатыми балками полной заводской готовности:

1 — транспортабельный коробчатый блок; 2 — средний блок ортотропной плиты; 3 — консольный блок ортотропной плиты; 4 — двусторонняя накладка; 5 — высокопрочные болты

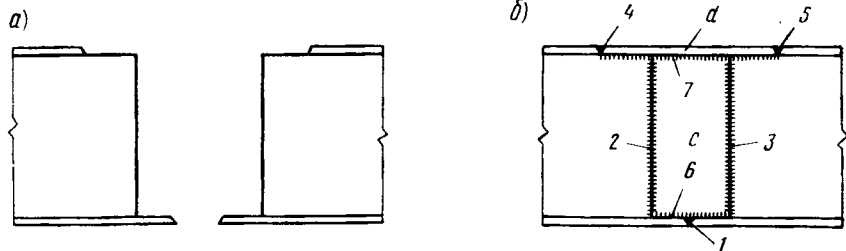


Рис. 10.17. Сварной монтажный стык стенок пролетных строений:
1—7 — последовательность наложения сварных швов

ном в ГПИ Леигипротрансмост, транспортабельные коробчатые балки полной заводской готовности имеют размер 3160×1920 мм, что позволяет доставлять их как железнодорожным, так и автомобильным транспортом.

С целью улучшения условий работ при изготовлении узких коробчатых балок, а также уменьшения сварочных эффектов блок верхней ортотропной плиты крепится в заводских условиях к ребрам жесткости стенок высокопрочными болтами (рис. 10.16, б).

Пролетные строения komponуются из нескольких транспортабельных коробчатых балок, средних и консольных блоков ортотропной плиты проезжей части.

Монтажные стыки стенок пролетных строений эстакад и путепроводов осуществляют с применением сварки. Они могут быть полностью сварными или комбинированными — болтосварными. Цельносварные стыки применяют при сборке пролетных строений на подмостях или подходах к сооружению, а также при расположении стыков над опорами. В отечественной практике наибольшее распространение имеет стык, разработанный в Институте электросварки имени Е. О. Патона (рис. 10.17). Концевые участки стыкуемых стенок должны быть подготовлены в соответствии со схемой рис. 10.17, а. При образовании стыка вначале выполняют сварной шов 1 нижнего пояса, затем устанавливают вставку с стенки и накладывают швы 2 и 3. После этого устанавливают вставку d верхнего пояса и заваривают швы 4 и 5. Последними накладывают поясные угловые швы 6 и 7. Все сварные швы при этом выполняют автоматом (рис. 10.17, б). Размеры вставок определяются габаритами сварочных автоматов. При этом ширина вставки стенки составляет 0,45—0,50 м.

Облегчению выполнения сварного монтажного стыка способствуют роспуски в соединении стенок с поясами. Роспуски заваривают вручную после выполнения швов 1—7.

Для образования монтажного болтосварного стыка стенок пролетных строений по концам стенок стыкуемых блоков предусматривают овальные технологические вырезы и роспуски длиной не менее 300 мм (рис. 10.18, а). При оформлении стыка вначале устанавливают вертикальные накладки и затягивают высокопрочные болты. Затем производится заварка стыков поясов, причем для удобства монтажа бывает

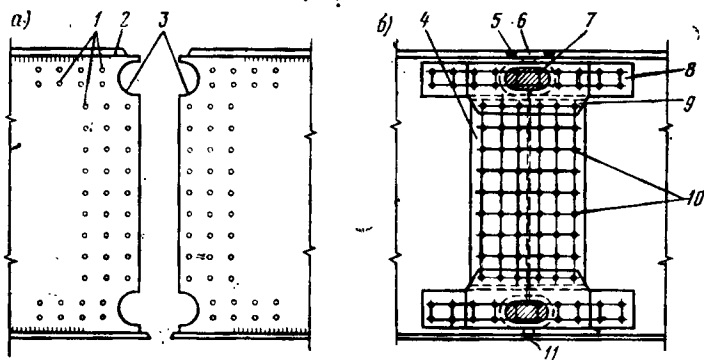


Рис. 10.18. Болтосварной стык стенки пролетного строения:

1 — отверстия под болты; 2 — роспуски; 3 — технологические вырезы; 4 — двусторонняя накладка стенки; 5 — стыковые сварные швы верхнего пояса; 6 — компенсирующая вставка; 7 — прокладки; 8 — накладки; 9 — дополнительные двусторонние накладки; 10 — высокопрочные болты; 11 — стыковой сварной шов нижнего пояса

целесообразным первым выполнить стык верхнего пояса с применением компенсирующей вставки (рис. 10.18, б), а потом стык нижнего пояса. Далее устанавливают прокладки в технологические вырезы и накладки на них, затягивают высокопрочные болты и заваривают роспуски.

В опорных сечениях пролетных строений эстакад и путепроводов обычно устраивают сплошнстенчатые диафрагмы. В пределах пролетов предусматривают решетчатые связи (см. рис. 10.14 и 10.16). Диафрагмы и связи обеспечивают пространственную жесткость пролетным строениям и совместную работу элементов несущей конструкции. Они служат для восприятия опорных реакций и поперечных изгибающих моментов. В сечениях над концевыми опорами диафрагмы чаще всего выполняют одностенчатыми, а над промежуточными — как одностенчатыми, так и двустенчатыми. При этом диафрагмы могут включать в себя элементы главных балок, и тогда их называют диафрагма-вставками, в противном случае диафрагмы называют простыми.

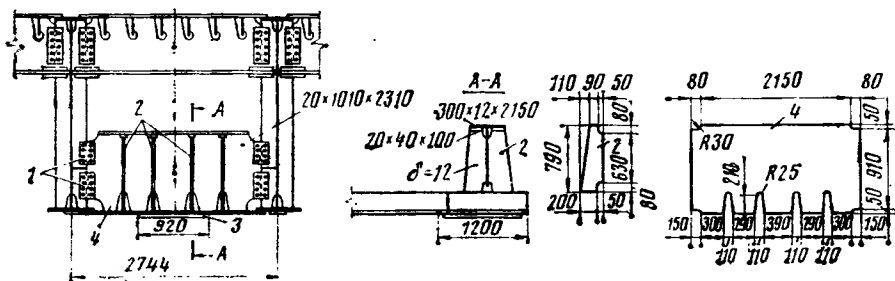


Рис. 10.19. Конструкция одностенчатой диафрагмы цельнометаллического пролетного строения:

1 — двусторонние накладки с высокопрочными болтами; 2 — ребра жесткости диафрагм; 3 — опорный лист; 4 — стенка диафрагмы

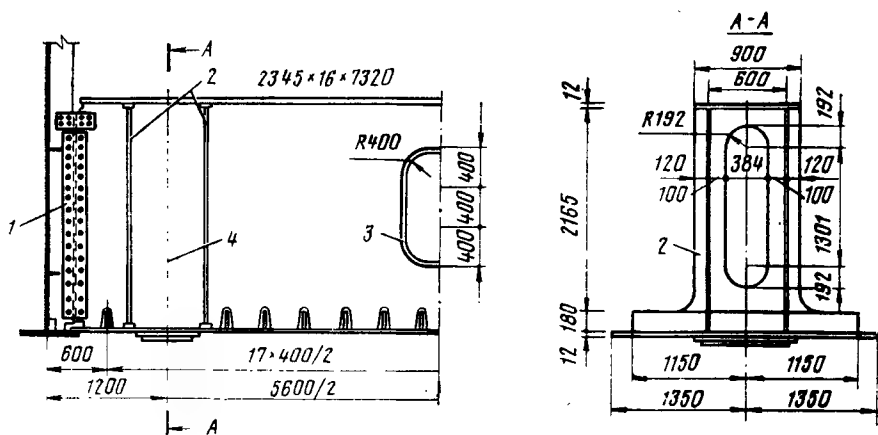


Рис. 10.20. Конструкция двухстенчатой диафрагмы цельнометаллического пролетного строения:

1 — двусторонние накладки с высокопрочными болтами; 2 — ребра жесткой диафрагмы; 3 — вырез в диафрагме; 4 — ось поддомкрачивания

Диафрагмы изготавливают в заводских условиях в виде блоков. В состав такого блока входят одна или две стенки, усиленные вертикальными ребрами жесткости, верхний пояс, а также нижний пояс, являющийся участком нижней ортотропной плиты (рис. 10.19 и 10.20). Для прохода людей, осуществляющих осмотр внутренних поверхностей пролетных строений, в диафрагмах устраивают круглые (см. рис. 10.14) или овальные отверстия, усиленные обечайками (см. рис. 10.20).

Монтажные соединения блоков диафрагм-вставок могут быть цельносварными или болтосварными, а монтажные соединения простых диафрагм, как правило, выполняют болтосварными.

Соединения нижнего пояса диафрагм с поясами стенок пролетного строения обычно осуществляют внахлестку, а соединения с нижней ортотропной плитой, как правило, выполняют встык.

10.4. ОПОРЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЭСТАКАД И ПУТЕПРОВОДОВ

Опоры металлических эстакад и путепроводов выполняют из металла или железобетона. Они могут быть в виде столбов, заделанных в фундамент, качающихся стоек или рам.

Наибольшее распространение получили столбчатые опоры, имеющие чаще всего круглое, квадратное или прямоугольное поперечное сечение. В металлических столбах для обеспечения устойчивости работающих на сжатие стенок предусматривают вертикальные ребра жесткости и сплошные поперечные диафрагмы. При этом ребра из архитектурных соображений размещают по внутренней поверхности стенок столбов.

Число столбов в поперечном сечении может соответствовать числу главных балок пролетного строения. Даже при значительном расстоя-

нии между главными балками (до 25 м) в поперечном направлении бывает достаточным устроить только два отдельных столба (рис. 10.21, а). В криволинейных сооружениях таким столбам передаются значительные изгибающие моменты, для восприятия которых в железобетонных столбах предусматривают предварительное напряжение в вертикальном направлении, а в основании — оболочки или буровые столбы, обладающие повышенной несущей способностью.

В условиях сложившейся уличной сети не всегда удастся расположить столбы опор под главными балками, и тогда применяют двухстолбчатые опоры с ригелем. В составе одной эстакады расстояния между столбами различных опор могут быть разными. При пролетах ригеля 15—20 м его выполняют металлическим с шарнирным опиранием на столбы (рис. 10.21, б). Пролетное строение может опираться на ригель такой опоры в любом месте.

В криволинейных эстакадах иногда опирание пролетных строений на столбы производят с помощью развитых в стороны опорных диафрагм (рис. 10.21, в). В этом случае диафрагма, выполняющая одновременно роль ригеля опоры, может иметь коробчатое сечение.

При большом числе главных балок в пролетном строении эстакады каждый столб опоры можно расположить под диафрагмами, объединяющими балки попарно (рис. 10.22). В зоне передачи усилий на опорную часть диафрагма должна быть усилена вертикальными ребрами жесткости. Столбчатые опоры сложных пересечений имеют один или несколько консольных ригелей, поддерживающих пролетные строения, в зависимости от числа уровней движения. Сечение ригелей назначают коробчатым, тавровым или П-образным переменной высоты. Соединяют столбы с железобетонным фундаментом непосредственным замоноличиванием их нижних частей в бетон или прикреплением к анкерам, предварительно забетонированным в фундамент.

В фундаменте металлических столбчатых опор в отдельных случаях предусматривают выступающую на 0,5 м над поверхностью земли столбчатую часть с фланцевым оголовком. Соединение столбов с выступающей частью осуществляется на высокопрочных болтах (см. рис. 10.21, б).

Пролетные строения эстакад могут опираться на тонкие металлические качающиеся стойки обычно круглого сечения. Внутренние по-

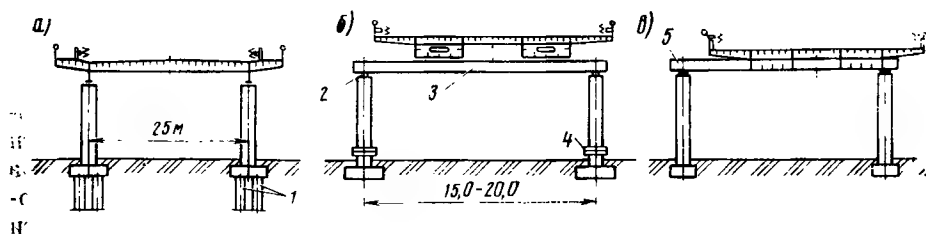


Рис. 10.21. Схемы двухстолбчатых опор металлических эстакад и путепроводов:

1 — свая-оболочки; 2 — шарнир; 3 — ригель опоры; 4 — фланцевое соединение столба опоры; 5 — диафрагма-ригель

лости качающихся стоек заполняют бетоном, и тогда удается передавать на него сжимающие усилия. Качающиеся стойки по обоим концам имеют шарниры, и их устанавливают под каждой главной балкой или в промежутках между ними под опорной диафрагмой. Число стоек определяется расчетом, архитектурными требованиями и условиями закрепления пролетного строения на других опорах.

В рамных путепроводах наклонные стойки жестко или шарнирно соединяют с пролетным строением и железобетонным фундаментом. Способы расположения наклонных стоек опор в поперечном сечении путепровода различны и определяются в основном архитектурными соображениями. Их размещают под каждой главной балкой пролетного строения или между балками, соединяя верхние концы с опорными диафрагмами. В месте соединения наклонных стоек с пролетным строением в главных балках или диафрагмах могут быть установлены дополнительные вертикальные или наклонные ребра жесткости, усиливающие стенки балок или диафрагм для восприятия сжимающего усилия, передаваемого от стоек. Часто наклонные стойки выполняют с шарнирами по концам, так что они воспринимают только сжимающие усилия и могут быть выполнены достаточно тонкими.

Рамные опоры металлических эстакад и путепроводов имеют замкнутую или незамкнутую форму. Пролетные строения опираются на ригель опоры (рис. 10.23) или составляют с ним одно целое. Плоскость рамной опоры может располагаться поперек сооружения или вдоль его продольной оси. Обычно металлические рамные опоры изготавливают из сварных элементов двутаврового или коробчатого сечения с соединением на сварке и высокопрочных болтах. В направлении, перпендикулярном плоскости рамы, опора может воспринимать горизонтальные нагрузки, если она жестко заделана в фундамент. При установке на шарнирно неподвижные опорные части опоры не воспринимает нагрузок перпендикулярно ее плоскости и работает как качающаяся рама (см. рис. 10.23).

В сложных транспортных пересечениях с металлическими пролетными строениями и опорами конструкция опор во многом зависит от вида пересечения и конкретных планировочных условий. Чаще всего

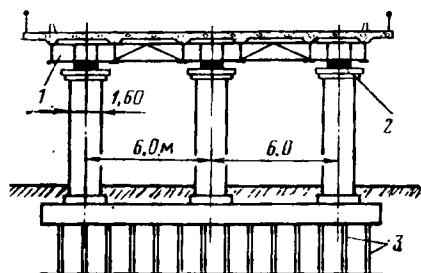


Рис. 10.22. Трехстолбчатая опора эстакады:

1 — опорная диафрагма; 2 — опорная часть; 3 — сваи основания

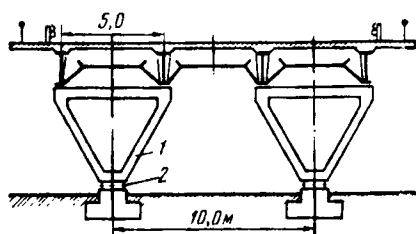


Рис. 10.23. Металлическая раменная опора:

1 — рама; 2 — шарнирно-неподвижная опорная часть

такие опоры выполняют в виде симметричных и несимметричных рам или стоек, пронизывающих несколько уровней транспортного пере-сечения.

Металлические опоры применяют реже железобетонных, и их воз-ведение может быть обосновано только при необходимости уменьше-ния занимаемого пространства.

10.5. СБОРНО-РАЗБОРНЫЕ ЭСТАКАДЫ

Для организации временного движения транспорта широкое рас-пространение в разных странах получили сборно-разборные метал-лические эстакады. Их выполняют в основном из стали, хотя отдель-ные элементы, особенно плиты проезжей части, перила и ограждения, могут быть сделаны из алюминия. Сборно-разборные эстакады приме-няют для перекрытия пролетов от 10—12 до 30—40 м. Для больших пролетов используют сборно-разборные металлические мосты с про-летными строениями в виде сквозных ферм. Такие конструкции слу-жат для устройства временных мостов через большие реки и другие препятствия.

Для пролетных строений городских сборно-разборных эстакад при-меняют в основном балочно-разрезную и реже неразрезную или рам-ную системы. Учитывая временный характер работы сборно-разбор-ных эстакад, продольные уклоны на них могут быть до 50—60‰. В плане эстакады имеют различное очертание, согласующееся с мест-ными требованиями организации движения, и могут быть прямолиней-ными, криволинейными и разветвляющимися. Минимальные радиусы горизонтальных кривых на эстакадах назначают около 40—50 м.

В зависимости от имеющегося кранового оборудования вес мон-тажных элементов может составлять порядка 100—300 кН. Ширину проезжей части эстакад назначают в соответствии с предполагаемой интенсивностью движения, и ее можно обеспечить установкой в по-перечном сечении одного или нескольких сборных элементов. Обычно для ширины проезда 3,0—3,5 м достаточна установка одного сборного элемента.

Расход металла на пролетные строения сборно-разборных эстакад при длине пролетов до 40 м составляет 29—32 т/м², а на эстакаду в це-лом — до 36 т/м². Скорость сборки и разборки металлических эста-кад доходит до 30 м/ч, что позволяет за сутки смонтировать эстакаду длиной 300—400 м. Этому во многом способствует применение болто-вых и штыревых соединений монтажных элементов. Пролетные строе-ния сборно-разборных эстакад составляют из плоских или простран-ственных блоков.

Сборные конструкции эстакад из отдельных плоских элементов целесообразны при небольших пролетах (10,0—15,0 м). Эти конст-рукции могут иметь несколько главных балок двутаврового или швел-лерного сечения, между которыми устанавливают поперечные балки (рис. 10.24). Поверх поперечных балок укладывают блоки ортотроп-ной плиты, состоящей из покрывающего листа и продольных ребер жесткости.

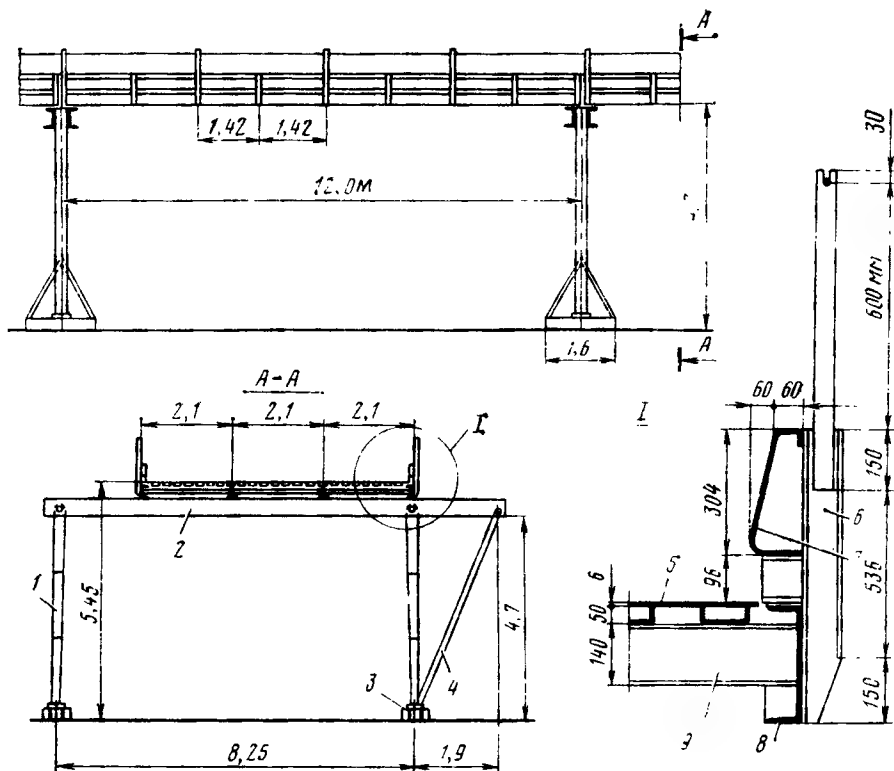


Рис. 10.24. Конструкция сборно-разборной стальной эстакады с опорами трансформируемого типа:

1 — шарнирно присоединяемые стойки; 2 — ригель опоры; 3 — опорные элементы стоек; 4 — диагональный элемент; 5 — ортотропная плита проезжей части; 6 — перильная стойка; 7 — лист защитного ограждения; 8 — главная балка; 9 — поперечная балка

В проезжей части эстакады, собираемой из отдельных элементов, возможно применение железобетонной плиты, которая может состоять из сборных П-образных блоков, прикрепляемых к поперечным балкам болтами (рис. 10.25, а). Нередки случаи применения плоской железобетонной плиты на всю ширину проезжей части или ее половину (рис. 10.25, б). Объединение плиты с балками может осуществляться на болтах.

При ширине проезжей части более 6—7 м в пролетах более 20—25 м целесообразно использовать пространственные блоки пролетных строений. На практике находят применение Т-образные, П-образные и коробчатые блоки.

Монтажные Т-образные блоки образуются из главной одностенчатой балки, верхним поясом которой являются отрезки поперечных балок, расположенные с шагом 1,5—2,0 м. По концам отрезков поперечных балок предусматривают монтажные стыки на болтах или штырях для соединения с соседними блоками. По поперечным балкам

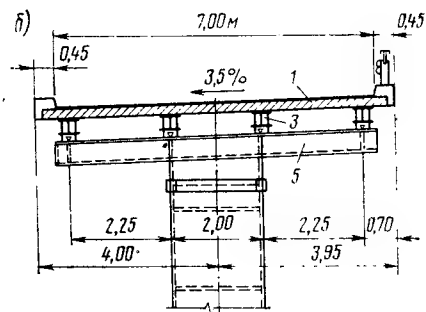
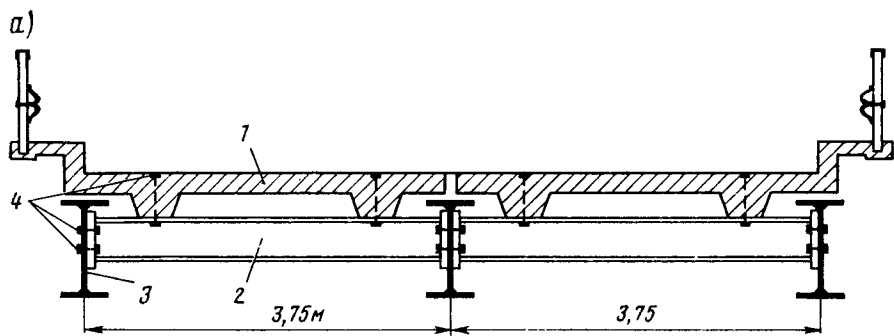


Рис. 10.25. Поперечные сечения пролетных строений эстакад с железобетонной плитой проезжей части: 1 — блок железобетонной плиты; 2 — поперечная балка; 3 — главные одностенчатые балки; 4 — болты; 5 — ригель опоры

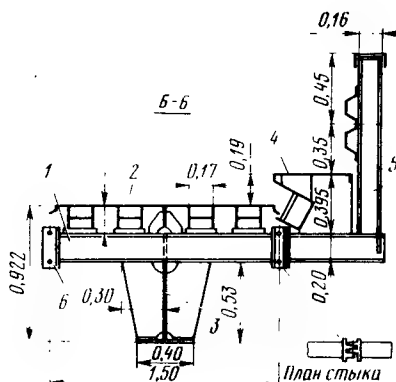
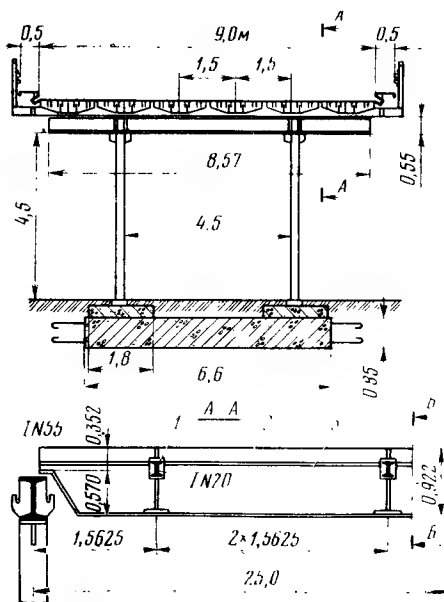


Рис. 10.26. Конструкция сборно-разборной стальной эстакады с пролетными строениями из Т-образных блоков: 1 — поперечная балка; 2 — ортотропная плита проезжей части; 3 — главная балка; 4 — лист тротуара; 5 — стойка перил с защитным ограждением; 6 — стык поперечного объединения монтажных элементов

укладывают блоки ортотропной плиты, которые могут не стыковаться (рис. 10.26).

Весьма удобны для монтажа П-образные пространственные блоки, позволяющие обеспечивать проезд на полный габарит или его часть. Такие блоки устойчивы при монтаже, и их применяют при пролетах эстакад до 35—40 м. Каждый блок пролетного строения состоит из двух стенок, объединенных по верху металлическим настилом. В промежутке между стенками предусматривают решетчатые связи или их функции выполняют поперечные ребра ортотропной плиты проезжей части. Блоки в поперечном направлении объединяют между собой на болтах (рис. 10.27, а) или оставляют необъединенными (рис. 10.27, б).

При необходимости перекрытия пролетов до 50—55 м, а также для пропуска тяжелых нагрузок применяют сборно-разборные эстакады с коробчатыми блоками. Для обеспечения габарита проезда 6—7 м в поперечном сечении достаточно установить две коробчатые балки (рис. 10.28, а). Монтажный блок таких пролетных строений может представлять собой незамкнутую сверху секцию балки, усиленную поперечными связями. Для улучшения совместной работы коробчатых балок между ними предусматривают двутавровые диафрагмы, располагаемые с шагом 2,0—2,5 м по длине пролета. Прикрепление диафрагм к стенкам главных балок осуществляют на болтах. В уровне проезжей части может быть устроена железобетонная плита, состоящая из блоков, укладываемых на всю ширину проезда. Совместная работа

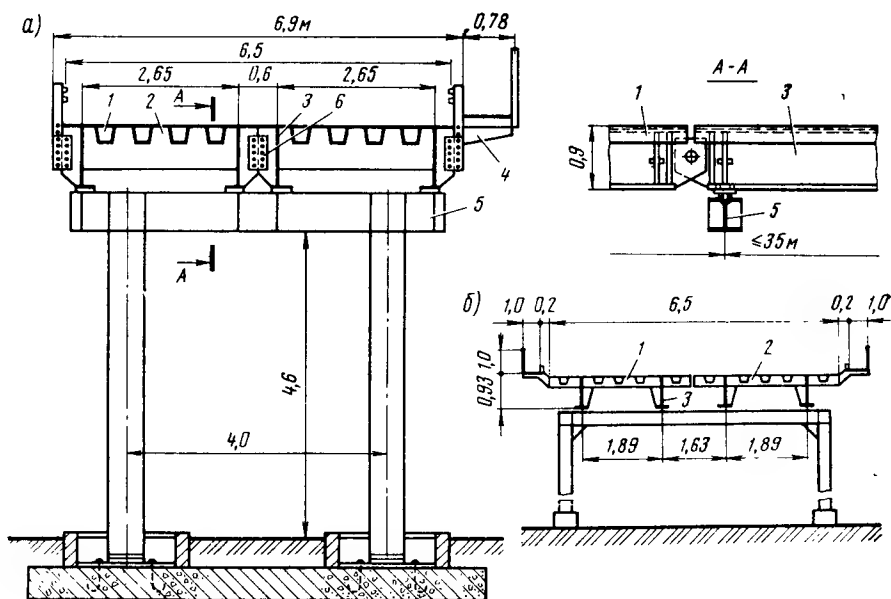


Рис. 10.27. Конструкция сборно-разборных стальных эстакад с пролетными строениями из П-образных блоков:

1 — ортотропная плита проезжей части; 2 — поперечное ребро; 3 — стенка блока; 4 — трапециевидная консоль; 5 — ригель опоры; 6 — стыковая накладка

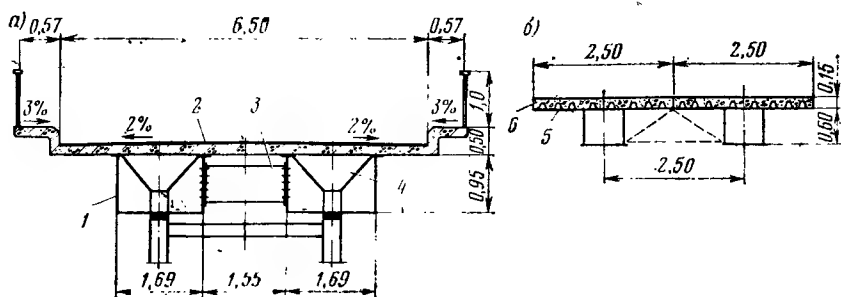


Рис. 10.28. Поперечные сечения пролетных строений металлических сборно-разборных эстакад с коробчатыми балками:

1 — коробчатая балка; 2 — железобетонная плита проезжей части из блоков длиной 2,5 м; 3 — поперечная двутавровая диафрагма; 4 — поперечные связи внутри коробчатых балок; 5 — алюминиевый лист с продольными ребрами; 6 — бетон плиты проезжей части

стальных коробчатых балок и железобетонной плиты обеспечивается съемными высокопрочными болтами. По плите проезда устраивают гидроизоляция и покрытие.

Сборно-разборные эстакады и мосты хотя и редко, но находят применение для перекрытия пролетов до 80 м, а иногда и более. В этих случаях целесообразны сквозные пролетные строения из алюминиевых сплавов.

Сплошностенчатые пролетные строения из алюминиевых сплавов имеют ту же конструкцию, что и из стали. В проезжей части таких эстакад, помимо ортотропного настила, используют бетонную плиту, усиленную алюминиевым листом с выступающими продольными ребрами (рис. 10.28, б).

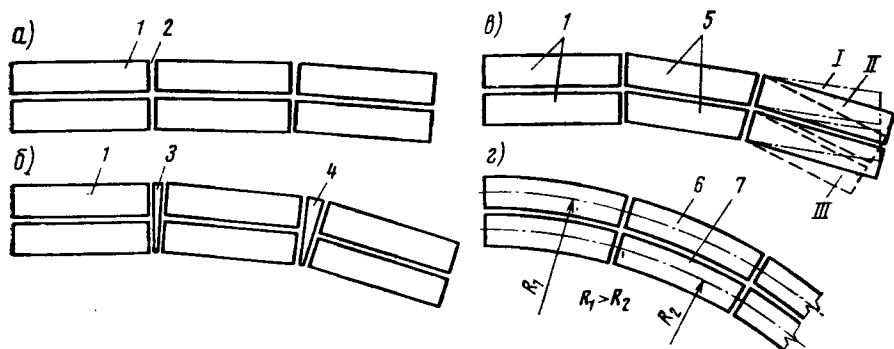


Рис. 10.29. Схемы расположения в плане сборных элементов криволинейных эстакад:

1 — прямоугольные элементы; 2 — поперечные швы переменной ширины; 3 — треугольный вставной элемент; 4 — трапециевидальный вставной элемент; 5 — трапециевидальный элемент; 6 — внешний криволинейный элемент; 7 — внутренний криволинейный элемент; I, II, III — варианты расположения элементов

Опоры сборно-разборных металлических эстакад также сборно-разборные. Достаточно часто опоры выполняют столбчатыми телескопической конструкции с ригелем. В опорах с двумя стойками между ними устраивают гибкие диагональные затяжки. Опоры в виде Т-образных и П-образных рам (см. рис. 10.25, 10.26, 10.27) с жестким или шарнирным опиранием на фундаменты собирают из отдельных элементов, стыкуемых на болтах.

В криволинейных эстакадах требуется устройство широких опор, чтобы пролетное строение могло разместиться в различных местах ригеля. В отдельных случаях применяют унифицированные опоры, обеспечивающие различное опирание на них пролетного строения. Так, опора из стоек, шарнирно соединенных с ригелем (см. рис. 10.24), обеспечивает расположение пролетного строения в пределах всего ригеля. Выступ с диагональным элементом может располагаться как справа, так и слева. Стойки опоры можно раздвигать на всю ширину ригеля, устанавливая диагональный элемент внутри. Опорные элементы стоек обеспечивают необходимую жесткость опоры без соединения с фундаментами.

Фундаментами опор сборных эстакад может служить конструкция дорожной одежды улицы. Если прочность ее недостаточна или опоры расположены вне проезжей части улицы, то фундаменты устраивают из сборных железобетонных блоков (см. рис. 10.26) или монолитного бетона. Такие фундаменты оставляют в грунте основания после разборки эстакады.

Сборно-разборные металлические эстакады во многих случаях являются криволинейными. Эстакады малой кривизны ($R \geq 500$ м) монтируют из элементов с прямоугольной в плане плитой проезжей части, устраивая между ними сквозные швы переменной ширины (рис. 10.29, а). Эстакады большей кривизны ($R = 100 \div 200$ м), собираемые из прямоугольных элементов, имеют слишком большую ширину шва на внешней стороне кривой и его приходится заполнять треугольными или трапецидальными конструктивными элементами (рис. 10.29, б). Вместо этого возможно выполнять плиту в плане прямоугольной и трапецидальной форм. Набор таких элементов обеспечивает криволинейность эстакады с постоянной шириной швов (рис. 10.29, в) и с изменением ее кривизны в зависимости от типа элементов и их расположения (см. положения I, II, III на рис. 10.29, в).

Для эстакад с радиусами кривизны $R = 40 \div 100$ м целесообразны криволинейные сборные элементы. Их можно изготавливать с криволинейной плитой проезжей части и криволинейными или прямолинейными в плане продольными балками. Радиусы кривизны отдельных блоков эстакады будут различными (рис. 10.29, г). Конструкции сборно-разборных эстакад хранят как инвентарное имущество на складах и транспортируют на автомобилях к месту их возведения.

РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЭСТАКАД**11.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

Пространственный расчет металлических пролетных строений производится теми же методами, что и железобетонных несущих конструкций (см. п. 6.2). В зависимости от вида конструкции следует учитывать особенности применения того или иного метода. Конструкции современных сплошностенчатых пролетных строений эстакад в расчетном отношении могут интерпретироваться тонкостенными стержнями и складчатыми оболочками.

При этом можно учесть влияние стесненного кручения и деформаций контура сечения на общее напряженно-деформированное состояние, а также неравномерность распределения напряжений по ширине сечений. С позиций теории тонкостенных стержней с деформируемым контуром решается проблема расстановки диафрагм и поперечных связей, при которой обеспечивается недеформируемость сечений на всем протяжении пролетного строения. Теория дает возможность использовать ее для расчета криволинейных пролетных строений и учитывать факторы, связанные с воздействием закручивающей нагрузки при расчете косых несущих конструкций. Практически все особенности работы металлических сплошностенчатых пролетных строений эстакад под нагрузками позволяет учесть теория складчатых оболочек и ее варианты.

Универсальностью отличается метод конечных элементов, применяемый для расчета различных конструкций эстакад. Из-за малой относительной толщины сжатых поясов (плит) и стенок пролетных строений возникает необходимость в расчетах на устойчивость, которыми определяют требуемые интервалы размещения ребер жесткости.

Железобетонная плита проезжей части, включенная в совместную работу с главными балками, способствует перераспределению усилий в сечениях пролетных строений вследствие проявления в бетоне неупругих деформаций от усадки и ползучести. На напряженное состояние сталежелезобетонных пролетных строений различного очертания влияет и изменение температуры, происходящее между металлическими балками и железобетонной плитой как в течение суток, так и со сменой времен года.

11.2. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ ОРТОТРОПНОЙ ПЛИТЫ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

Ортотропная плита, располагаемая в проезжей части, является важным элементом конструкции пролетного строения, участвующим в его пространственной работе под нагрузками. Ортотропная плита

проезжей части одновременно выполняет роль основания для покрытия проезжей части, пояса главных балок, а также продольных ветровых связей. Расстояние между осями продольных ребер в поперечном сечении принимают обычно равным 300—350 мм, если их выполняют из полосовой стали, и 500—600 мм в случаях, если они имеют замкнутый профиль. Шаг расположения продольных ребер из неравнобоких уголков, сварных перевернутых тавров и им подобных с открытым профилем составляет 300—450 мм. Поперечные балки проектируют, как правило, одностенчатыми с перевернутым тавровым сечением. При этом шаг размещения поперечных балок вдоль пролета принимают равным 1,5—3,0 м, когда продольные ребра имеют открытое поперечное сечение, и 2,0—4,5 м при замкнутом профиле продольных ребер. Напряжения в элементах ортотропной плиты проезжей части определяют исходя из рассмотрения ее работы на изгиб как самостоятельной конструкции, расположенной между стенками пролетного строения, а также в составе пролетного строения в качестве пояса. Полученные затем по двум этапам расчета напряжения суммируют.

Для расчета ортотропной плиты как отдельного конструктивного элемента можно воспользоваться рядом известных методов, которые подразделяются в основном на две группы. К первой группе относятся методы, основанные на замене ортотропной плиты балочным ростверком (А. Ф. Смирнов, М. Иегер, Ф. Леонгардт, Г. Хомберг и другие). При этом расчетная схема представляется системой балок (поперечных балок плиты), опирающихся на упруго-податливые и поворачивающиеся опоры (продольные ребра плиты). По методу Хомберга, например, расчет основан на ортогонализации неизвестных, а также представлении внешней нагрузки и внутренних усилий в виде групповых факторов, изменяющихся по закону тригонометрических функций.

Ко второй группе относятся методы, исходящие из того фактора, что рассчитываемая система, состоящая из покрывающего листа и дискретно расположенных ребер, представляет собой конструктивно-анизотропную пластину (Т. А. Скрябина, Е. Гинке, В. Пеликан и М. Эсслингер, В. Корнелиус и другие). Эти методы известны под общим названием — методы ортотропной плиты. В основу методов положена теория анизотропных плит М. Хубера. Для частного случая континуальной системы с различными упругими свойствами в ортогональных направлениях справедливо дифференциальное уравнение вида

$$B_x \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + B_y \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = q, \quad (11.1)$$

где B_x , B_y — жесткости плиты на изгиб в ортогональных направлениях:

$$B_x = \frac{EI_{sl}}{a}; \quad B_y = \frac{EI_s}{l};$$

I_{sl} , I_s — моменты инерции продольного ребра и поперечной балки; a , l — шаг расположения продольных ребер и поперечных балок (см. рис. 10.1); $H = \eta \sqrt{B_x B_y}$ — эффективная жесткость плиты на кручение; $\eta = 0,3$ — эмпирический коэффициент; ω — прогиб плиты; q — внешняя нагрузка.

Моменты инерции I_{sl} и I_s определяют соответственно с учетом верхнего листа шириной a , и $0,2 L$. Погонные изгибающие моменты m_x и m_y , а также погонные поперечные силы q_x и q_y в ортотропной плите находят как частные производные от функций прогибов по формулам:

$$m_x = -B_x \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \mu_y \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right);$$

$$m_y = -B_y \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \mu_x \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right);$$

$$q_x = -\frac{\partial}{\partial x} \left(B_x \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + H \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right);$$

$$q_y = -\frac{\partial}{\partial y} \left(B_y \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + H \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right),$$

где μ_x, μ_y — коэффициенты Пуассона для плиты при изгибе соответственно вдоль осей x и y , которые приближенно принимают в виде отношений:

$$\mu_x = \frac{\bar{I}a}{I_{sl}}; \quad \mu_y = \frac{\bar{I}l}{I_s};$$

$\bar{I}$ — погонный момент инерции покрывающего листа.

Изгибающие моменты в продольных ребрах M_x и поперечных балках M_y , а также поперечные силы Q_x и Q_y в них можно определить по формулам:

$$M_x = m_x a + M_{x1}; \quad M_y = m_y l;$$

$$Q_x = q_x a + Q_{x1}; \quad Q_y = q_y l,$$

где M_{x1}, Q_{x1} — момент и поперечная сила в продольном ребре, рассматриваемом как неразрезная балка на жестких опорах (поперечных балках) и находящемся под непосредственным воздействием сосредоточенных нагрузок от колес автомобилей.

Расчет ортотропной плиты с использованием дифференциального уравнения (11.1) оказывается достаточно сложным и реализуется обычно на ЭВМ. Если учитывать тот факт, что нейтральная поверхность ортотропной плиты не представляет собой плоскость, то задача расчета такой плиты еще более усложняется. Приведение ортотропной плиты к дискретно-континуальной системе и использование метода конечных разностей для решения основного дифференциального уравнения позволило Т. А. Скрябной [10] уточнить и одновременно упростить расчет. Однако и в последнем случае расчет должен проводиться на ЭВМ.

Для расчета ортотропной плиты может быть использован также метод плитно-балочной конструкции (Б. Е. Улицкий, А. В. Александров, А. А. Потапкин), отличный от двух предыдущих. Метод целесообразен, когда необходимо знать напряженное состояние всех элементов, входящих в состав конструкции.

Более упрощенно, чем в упомянутых выше методах, ортотропную плиту можно рассматривать как систему балок на упругих опорах.

Для современных конструкций ортотропных плит нормы рекомендуют не учитывать напряжения, возникающие в покрывающем листе при его изгибе между продольными ребрами. Минимальную толщину листа плиты определяют из условия обеспечения совместной работы покрывающего листа, антикоррозионного покрытия и дорожной одежды по формуле

$$t_{\min} = a \sqrt[3]{\frac{\xi P}{E}}, \quad (11.2)$$

где a — шаг расположения продольных ребер; ξ — эмпирический коэффициент, принимаемый равным 7,8 и 15,6 соответственно при продольных ребрах с открытым и замкнутым профилем; P — максимальное давление на лист, определяемое с учетом распределения нагрузки от колеса в толще покрытия h (рис. 11.1); E — модуль упругости материала листа.

По технологическим соображениям минимальную толщину покрывающего листа следует принимать равной 12 мм.

В расчетном отношении покрывающий лист можно представить в виде неразрезной балки, опорами которой являются продольные ребра. Внешним воздействием при этом, помимо веса листа и покрытия на нем, является давление от колес временной подвижной нагрузки P , а также равномерно распределенная нагрузка интенсивностью γ , учитываемая совместно с нагрузкой АК. Давление от временных нагрузок распределяется в толще покрытия под углом 45° . При этом размеры площадки распределения нагрузок поперек и вдоль движения (рис. 11.2, а, б):

$$d_1 = d + 2h; \quad c_1 = c + 2h,$$

где d и c — размеры площадки передачи давления от колеса на покрывающий лист; h — толщина покрытия проезжей части.

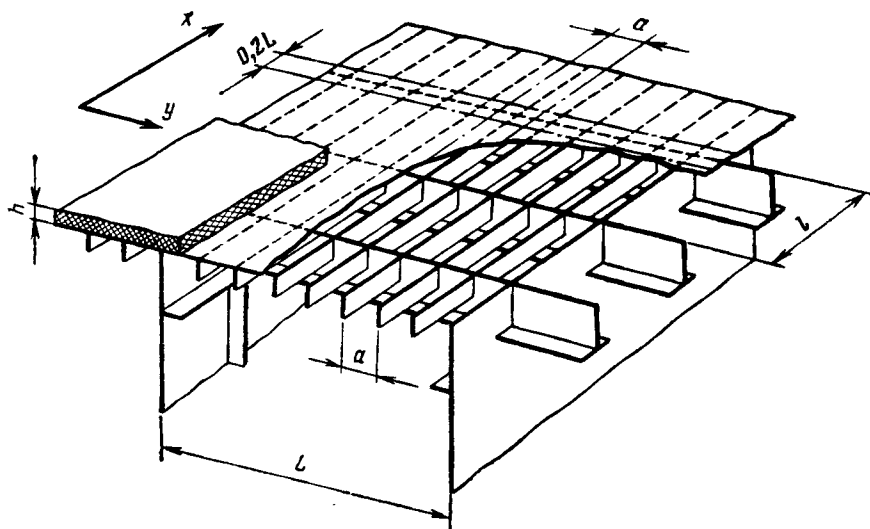


Рис. 11.1. Схема проезжей части с ортотропной плитой

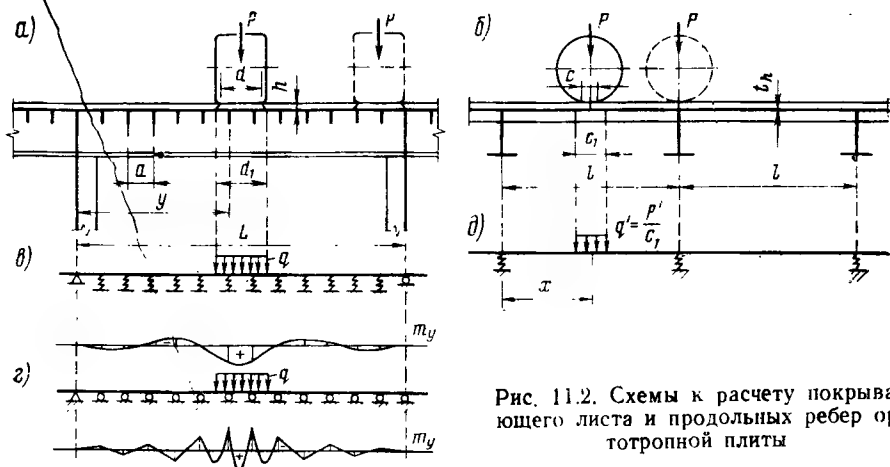


Рис. 11.2. Схемы к расчету покрывающего листа и продольных ребер ортотропной плиты

Тогда интенсивности временных нагрузок q соответственно от действия колеса и распределенной полосы составят $\frac{P}{d_1}$ и $\frac{v}{d_1} d$. Если колесо расположено между поперечными балками, то покрывающий лист можно рассматривать как неразрезную балку высотой, равной толщине листа t_h , и шириной c_1 на упругих опорах (рис. 11.2, в). При расположении нагрузки над поперечной балкой (изображение колеса на рис. 11.2, б штриховыми линиями) податливость продольных ребер весьма незначительна, и поэтому лист ортотропной плиты можно представить в виде неразрезной балки на жестких опорах (рис. 11.2, г). Такую же расчетную схему возможно применить при воздействии давления от колеса вблизи стенки пролетного строения (изображение колеса на рис. 11.2, а штриховыми линиями).

Для подбора толщины покрывающего листа следует построить огибающие эпюры изгибающих моментов m_y (см. рис. 11.2, в, г) и выбрать наибольшее положительное или отрицательное значение. По расчетному значению m_y определяем требуемую толщину листа:

$$t_h \sqrt{\frac{6m_y}{c_1 R_y}} \quad (11.3)$$

где c_1 — размер площадки распределения давления от колеса вдоль движения; R_y — расчетное сопротивление материала листа.

Полученная по формуле (11.3) величина не должна быть менее 12 мм. В противном случае t_h следует принять равной 12 мм. Продольные ребра ортотропной плиты так же, как и покрывающий лист, можно рассматривать как неразрезные балки на упругих или жестких опорах (поперечных балках). Для ребер, расположенных в пределах среднего участка плиты между стенками, равного $L/3$ (см. рис. 11.2, а), поперечные балки возможно учитывать как упруго-податливые опоры (рис. 11.2, д). На участках плиты, примыкающих к стенкам пролетного строения, продольные ребра представляют неразрезными балками на жестких опорах.

Поперечное сечение продольного ребра принимают тавровым с верхней полкой, ширина которой равна шагу расположения ребер a . Усилия, передаваемые от колес подвижной нагрузки на одно продольное ребро, определяют пропорционально ширине распределения нагрузки поперек движения (см. рис. 11.2, д):

$$P' = P \frac{a}{d_1} \quad (11.4)$$

Величину P' вычисляют по выражению (11.4) в том случае, когда $a \leq d_1$. Если $a > d_1$, то следует принять $P' = P$.

Изгибающие моменты и поперечные силы в сечениях продольного ребра следует определять с учетом собственного веса ребра и покрытия проезжей части, а также распределенной нагрузки q , если расчет ведется на воздействие нагрузки АК.

При расчете покрывающего листа и продольных ребер требуется построение линий влияния усилий в регулярных неразрезных балках на упруго-податливых опорах. Для этих целей можно воспользоваться табл. 11.1, в которой приведены ординаты линий влияния опорных реакций R_1, R_2, R_3, R_4 и R_5 крайних упругих опор (рис. 11.3, а). Для опорных реакций $R_6, R_7 \dots$ можно пользоваться линией влияния R_i в бесконечно длинной в обе стороны от опоры i балке (рис. 11.3, б). Ординаты линий влияния в табл. 11.1 даны в зависимости от характеристики жесткости α , определенной по формуле

$$\alpha = \frac{s^3}{6EI\Delta} \quad (11.5)$$

где s — шаг расположения упруго-податливых опор; I — момент инерции поперечного сечения неразрезной балки; Δ — прогиб упругой опоры при воздействии на нее груза $P = 1$.

При расчете покрывающего листа в формуле (11.5) следует принять

$$s = a, \quad I = \frac{c_1 t h^3}{12} \quad \text{и} \quad \Delta = \frac{(l-x)^2 x^2}{3EI_{sl} l},$$

где x — расстояние от поперечной балки до места приложения груза P (см. рис. 11.2, б, д); I_{sl} — момент инерции поперечного сечения продольного ребра; l — расстояние между поперечными балками.

При расчете продольного ребра в формуле (11.5) следует принять

$$s = l, \quad I = I_{sl} \quad \text{и} \quad \Delta = \frac{(L-y)^2 y^2}{3EI_s L},$$

где y — расстояние от стенки пролетного строения до расчетного продольного ребра; I_s — момент инерции поперечного сечения поперечной балки.

При определении момента инерции I_s ширину верхнего пояса поперечной балки принимают равной $0,2 L$.

Линии влияния изгибающего момента M и поперечной силы Q в произвольном сечении $A - A$ вблизи конца балки на упруго-податли-

вых опорах (см. рис. 11.3, а) получают через линии влияния опорных реакций по формулам:

$$M = \sum_{j=1}^k R_j s_j - |s_p|; \quad Q = \sum_{j=1}^k R_j - 1. \quad (11.6)$$

где k — число упруго-податливых опор слева от рассматриваемого сечения $A-A$; R_j — линии влияния опорных реакций слева от сечения $A-A$; s_j, s_p — координаты положения опор слева от сечения $A-A$ и груза $P=1$.

Вторые члены формул (11.6) учитывают влияние единичного груза при расположении его слева от рассматриваемого сечения, и они необходимы при построении правых от сечения ветвей линий влияния. Для получения левых от сечения ветвей линий влияния вторые члены указанных формул должны быть исключены.

Линии влияния M и Q в одних и тех же сечениях, удаленных от концов пролетов неразрезной балки на упруго-податливых опорах, будут одинаковы. Их можно построить по линии влияния опорного момента M_{oi} в сечении над опорой i , ординаты которой приведены в табл. 11.2, и по линиям влияния опорных реакций R_i из табл. 11.1.

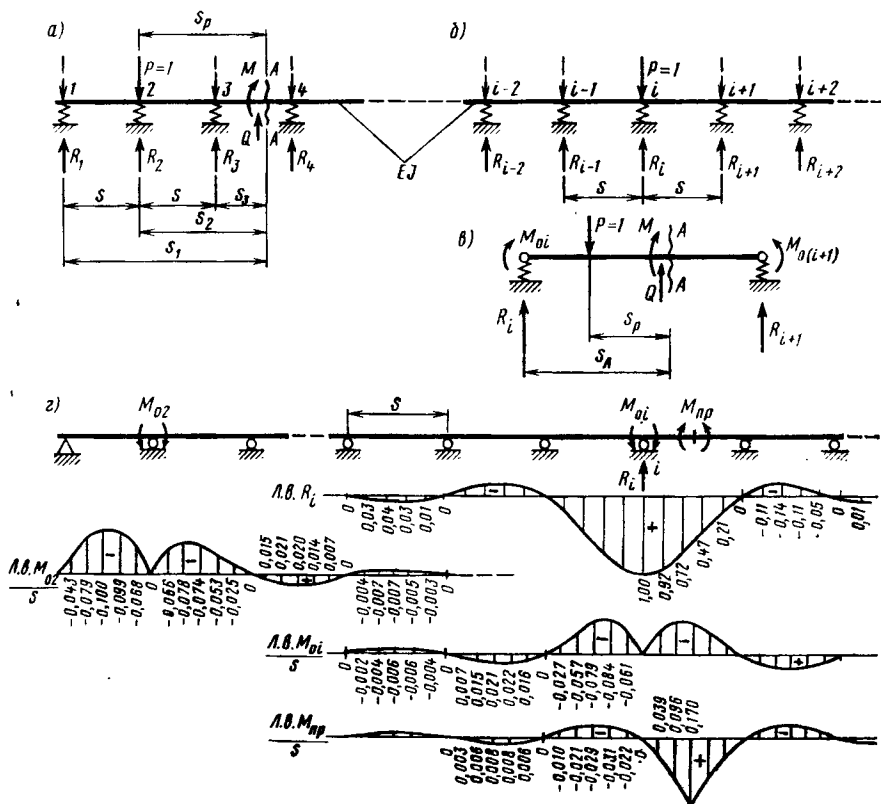


Рис. 11.3. Расчетные схемы элементов ортотропной плиты и линии влияния усилий в них

Ординаты линии влияния опорных реакций балки
при характеристике α , равной

Опорная реакция	Положение груза $P=1$ над точкой	0,001	0,005	0,01	0,1	0,2	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0	20,0	∞
R_1	1	0,32	0,44	0,50	0,71	0,77	0,84	0,89	0,93	0,96	0,98	0,99	1,0
	2	0,26	0,32	0,34	0,32	0,29	0,24	0,19	0,14	0,08	0,05	0,03	0
	3	0,20	0,21	0,19	0,08	0,03	-0,02	-0,04	-0,05	-0,04	-0,03	-0,02	0
	4	0,14	0,12	0,09	-0,02	-0,04	-0,05	-0,03	-0,02	0	0	0	0
	5	0,10	0,05	0,02	-0,04	-0,04	-0,02	0	0	0	0	0	0
	6	0,07	0,01	-0,01	-0,03	-0,02	0	0	0	0	0	0	0
	7	0,04	-0,01	-0,03	-0,01	0	0	0	0	0	0	0	0
	8	0,02	-0,02	-0,03	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	9	0	-0,03	-0,03	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R_2	1	0,26	0,32	0,34	0,32	0,29	0,24	0,19	0,14	0,08	0,05	0,03	0
	2	0,22	0,26	0,28	0,34	0,39	0,48	0,57	0,67	0,80	0,88	0,93	1,0
	3	0,18	0,20	0,20	0,24	0,25	0,27	0,26	0,23	0,16	0,11	0,06	0
	4	0,14	0,14	0,13	0,11	0,09	0,05	0,01	-0,02	-0,04	-0,03	-0,02	0
	5	0,10	0,09	0,07	0,02	0	-0,02	-0,02	-0,02	0	0	0	0
	6	0,08	0,05	0,03	-0,01	-0,02	-0,02	-0,01	0	0	0	0	0
	7	0,05	0,02	0,01	-0,02	-0,01	0	0	0	0	0	0	0
	8	0,03	0	-0,01	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	9	0,02	-0,01	-0,01	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R_3	1	0,20	0,21	0,19	0,08	0,03	-0,02	-0,04	-0,05	-0,04	-0,03	-0,02	0
	2	0,18	0,20	0,20	0,24	0,25	0,27	0,26	0,23	0,16	0,11	0,06	0
	3	0,16	0,18	0,20	0,32	0,38	0,48	0,55	0,64	0,76	0,84	0,91	1,0
	4	0,14	0,16	0,17	0,24	0,26	0,26	0,25	0,22	0,16	0,11	0,07	0
	5	0,10	0,12	0,12	0,12	0,10	0,05	0,01	-0,02	-0,04	-0,03	-0,02	0
	6	0,09	0,08	0,08	0,03	0,01	-0,02	-0,02	-0,02	0	0	0	0
	7	0,07	0,05	0,04	0	-0,02	-0,02	-0,01	0	0	0	0	0
	8	0,05	0,03	0,02	-0,01	-0,01	0	0	0	0	0	0	0
	9	0,03	0,01	0	-0,01	0	0	0	0	0	0	0	0
R_4	1	0,14	0,12	0,09	-0,02	-0,04	-0,05	-0,03	-0,02	0	0	0	0
	2	0,14	0,14	0,13	0,11	0,09	0,05	0,01	-0,02	-0,04	-0,03	-0,02	0
	3	0,14	0,16	0,17	0,24	0,25	0,26	0,25	0,22	0,16	0,11	0,07	0
	4	0,15	0,17	0,19	0,33	0,36	0,45	0,50	0,64	0,76	0,84	0,90	1,0
	5	0,15	0,16	0,17	0,24	0,25	0,26	0,25	0,22	0,16	0,11	0,07	0
	6	0,15	0,14	0,14	0,11	0,09	0,06	0,02	-0,02	-0,04	-0,03	-0,02	0
	7	0,14	0,11	0,09	0,03	0,02	-0,02	-0,03	-0,02	0	0	0	0
	8	0,12	0,07	0,06	-0,04	-0,03	-0,02	-0,01	0	0	0	0	0
	9	0,10	0,02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
R_5	1	0,10	0,05	0,02	-0,04	-0,04	-0,02	0	0	0	0	0	0
	2	0,10	0,09	0,07	0,02	0	-0,02	-0,02	-0,02	0	0	0	0
	3	0,10	0,12	0,12	0,12	0,10	0,05	0,01	-0,02	-0,04	-0,03	-0,02	0
	4	0,11	0,16	0,17	0,24	0,25	0,26	0,24	0,22	0,16	0,11	0,07	0
	5	0,11	0,17	0,18	0,30	0,37	0,46	0,54	0,64	0,76	0,84	0,90	1,0
	6	0,11	0,15	0,16	0,23	0,25	0,26	0,24	0,22	0,16	0,11	0,07	0
	7	0,10	0,11	0,12	0,11	0,09	0,05	0,01	-0,02	-0,04	-0,03	-0,02	0
	8	0,09	0,08	0,08	0,03	0,01	-0,02	-0,02	-0,02	0	0	0	0
	9	0,07	0,06	0,05	0	-0,02	-0,02	0	0	0	0	0	0
R_{i+1}	i	0,10	0,15	0,17	0,31	0,37	0,46	0,54	0,64	0,76	0,84	0,90	1,0
	$i+1$	0,10	0,14	0,16	0,23	0,25	0,26	0,24	0,22	0,16	0,11	0,07	0
	$i+2$	0,09	0,11	0,12	0,11	0,09	0,05	0,01	-0,02	-0,04	-0,03	-0,02	0

Опорная реакция Положение груза $P=1$ над точкой	Ординаты линии влияния опорных реакций балки при характеристике α , равной											
	0,001	0,005	0,01	0,1	0,2	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0	20,0	∞
$i+3$	0,08	0,08	0,08	0,03	0,01	-0,02	-0,02	-0,02	0	0	0	0
$i+4$	0,06	0,06	0,05	0	-0,02	-0,02	0	0	0	0	0	0
$i+5$	0,05	0,04	0,02	-0,01	-0,01	0	0	0	0	0	0	0
$i+6$	0,04	0,02	0,01	-0,01	0	0	0	0	0	0	0	0
$i+7$	0,03	0,01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$i+8$	0,02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Рассматривая пролет с опорами i и $i+1$, получим формулы для построения линий влияния в сечении $A-A$ (рис. 11.3, в):

$$M = R_i s_A + M_{0i} - |s_P|; \quad Q = R_i - |1|, \quad (11.7)$$

где s_A — координата положения опоры i относительно рассматриваемого сечения.

Последние члены в формулах (11.7) учитываются так же, как и в формулах (11.6).

Если расчетная схема элемента ортотропной плиты представлена неразрезной балкой на жестких опорах, то при определении усилий в ней бывает достаточным учесть не более пяти пролетов (рис. 11.3, г). В зависимости от числа стенок пролетного строения поперечные балки можно при расчете представлять в виде неразрезной или разрезной балки (рис. 11.4, а) на жестких опорах с пролетами, равными расстояниям между стенками L . Постоянная нагрузка от веса покрывающего листа, продольных ребер, а также от веса покрытия собирается на по-

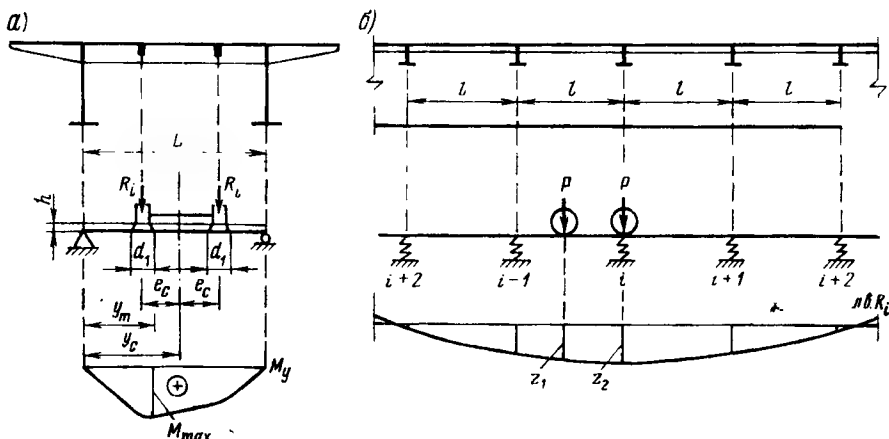


Рис. 11.4. Схемы к расчету поперечных балок ортотропной плиты

Точка приложения груза $P=1$	Ординаты линии влияния M_{0i}/s в надпорных сечениях балки при характеристике α , равной				
	0,001	0,005	0,01	0,1	0,2
i	1,62	1,23	1,00	0,375	0,303
$i+1$	1,15	0,77	0,56	-0,0301	-0,0103
$i+2$	0,78	0,45	0,28	-0,0817	-0,0768
$i+3$	0,50	0,24	0,12	-0,0800	-0,0518
$i+4$	0,30	0,11	0,04	-0,0462	-0,0190
$i+5$	0,16	0,03	0,01	0	0
$i+6$	0,07	0,01	0	0	0
$i+7$	0,02	0	0	0	0
$i+8$	0	0	0	0	0

Продолжение табл. 11.2

Точка приложения груза $P=1$	Ординаты линии влияния M_{0i}/s в надпорных сечениях балки при характеристике α , равной					
	0,5	1,0	2,0	5,0	10,0	20,0
i	0,227	0,176	0,1305	0,0801	-0,0505	0,0297
$i+1$	-0,0422	-0,0520	-0,0516	-0,0400	-0,0282	-0,0175
$i+2$	-0,0553	-0,0347	-0,0166	-0,0016	0,0029	0,0030
$i+3$	-0,0195	-0,0046	0,0014	-0,0015	0	-0,0002
$i+4$	-0,0005	-0,0025	0,0014	0	0,0001	0
$i+5$	0	0	0	0	0	0
$i+6$	0	0	0	0	0	0
$i+7$	0	0	0	0	0	0
$i+8$	0	0	0	0	0	0

перечную балку с длины, равной l , и принимается равномерно распределенной по длине L . Для определения силовых воздействий, передаваемых поперечной балке i от временной подвижной нагрузки, необходимо построить линии влияния давлений R_i продольных ребер на поперечную балку, рассматриваемую как упругая или жесткая опора в зависимости от расположения продольного ребра по ширине пролетного строения. Продольные ребра, для которых строят линии влияния давления, выбирают под колесами подвижной нагрузки или ближайшие к ним (см. рис. 11.4, а). Загружая линии влияния R_i грузами от колес подвижной нагрузки (рис. 11.4, б), получим силы, действующие на поперечную балку.

$$R_i = 0.5P \sum_j z_j,$$

где P — давление на оси временной подвижной нагрузки; z_j — ординаты линии влияния давления.

Загружая затем поперечную балку силами R_i , определяют в ней изгибающие моменты и поперечные силы. Для частного случая, когда в пределах пролета поперечной балки устанавливается только два ря-

да колес и давления от каждого ряда одинаковы и равны R_i , максимальный изгибающий момент (см. рис. 11.4, а)

$$M_{\max} = R_i \frac{\left(L - e_c - \frac{d_1}{2}\right)^2}{2(L - d_1)},$$

где e_c — половина расстояния между рядами колес временной подвижной нагрузки; d_1 — размер площадки распределения давления от колеса поперек движения.

При этом максимальную ординату в эпюре изгибающих моментов определяют координатой

$$y_m = y_c - \left(e_c - \frac{d_1}{2}\right),$$

где y_c — координата положения равнодействующей сил R_i , вычисляемая по формуле

$$y_c = \frac{L}{2} \left(\frac{L + e_c - \frac{3}{2} d_1}{L - d_1} \right).$$

При определении геометрических характеристик поперечной балки необходимо учитывать эффективную ширину покрывающего листа l_f , работающего на изгиб совместно со стенкой балки.

По СНиП 2.05.03-84 при вычислении момента инерции I_s поперечной балки рекомендуется учитывать участок листа настила шириной $0,2 L$, но не более расстояния l между поперечными балками. Для загруженной поперечной балки значение редуцированного коэффициента ν_1 к ширине верхнего листа можно определить по графику рис. 11.5. При этом через β обозначена характеристика, определяемая по формуле

$$\beta = \frac{\pi l}{L'}, \quad (11.8)$$

где L' — фиктивный пролет поперечной балки.

Величина L' определяется как расстояние между нулевыми точками в эпюре изгибающих моментов, построенной для поперечной балки от равномерно распределенной нагрузки. Для разрезной расчетной схемы поперечной балки $L' = L$, а для неразрезной можно принять $L' \approx 0,7 L$. Эффективная ширина верхнего пояса поперечной балки

$$l_f = \nu_1 l.$$

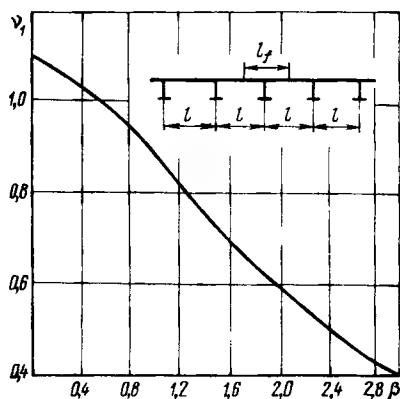


Рис. 11.5. График для определения эффективной ширины пояса поперечной балки

При определении усилий в поперечной балке от воздействия нагрузки АК необходимо учитывать влияние давления, передаваемого как тележкой, так и равномерно распределенной полосовой нагрузкой.

Изложенная выше упрощенная методика определения усилий в ортотропной плите проезжей части дает весьма близкие результаты с методами, базирующимися на решении дифференциального уравнения (11.1) в случае плит с продольными ребрами открытого профиля. Использование упрощенной методики становится возможным, поскольку отношение изгибных жесткостей B_x/B_y для применяемых на практике конструкций составляет 500—2000. Отношение B_x/H имеет такие же значения. Полагая тогда в уравнении (11.1) $B_y = H = 0$, приходим к дифференциальному уравнению изгиба балок.

Для мостовых ортотропных плит с продольными ребрами замкнутого профиля можно принять $B_y = 0$, и основное дифференциальное уравнение (11.1) преобразуется к виду

$$B_x \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} = q. \quad (11.9)$$

Представляя функцию прогибов и внешнюю нагрузку в виде

$$\omega = \sum_n \omega_n(x) \sin \frac{n\pi}{L} y; \quad (11.10)$$

$$q = \sum_n q_n(x) \sin \frac{n\pi}{L} y, \quad (11.11)$$

от дифференциального уравнения (11.9) перейдем к дифференциальному уравнению поперечно изгибаемого стержня, загруженного по концам продольной силой $2H \left(\frac{n\pi}{L}\right)^2$, т.е.

$$B_x \omega_n^{IV}(x) - 2H \left(\frac{n\pi}{L}\right)^2 \omega_n''(x) = q_n(x). \quad (11.12)$$

Указанная расчетная модель позволяет учесть повышенную в сравнении с ребрами открытого профиля несущую способность продольных ребер с замкнутым поперечным сечением. Для ортотропных плит с толщиной покрывающего листа 10—14 мм и замкнутыми продольными ребрами пролетами 3,0—4,5 м расхождения в определении изгибающих моментов в ребрах по методикам, исходящим из дифференциальных уравнений (11.1) и (11.2), составляют 1—3 %.

Если толщины элементов ортотропной плиты таковы, что под действием нагрузки q контур поперечного сечения продольных ребер остается жестким, то в дифференциальных уравнениях (11.1) и (11.2) жесткость на кручение H должна учитываться полностью. В реальных конструкциях замкнутые ребра получают искажения профиля (рис. 11.6, а), и эффективная жесткость на кручение таких ребер умень-

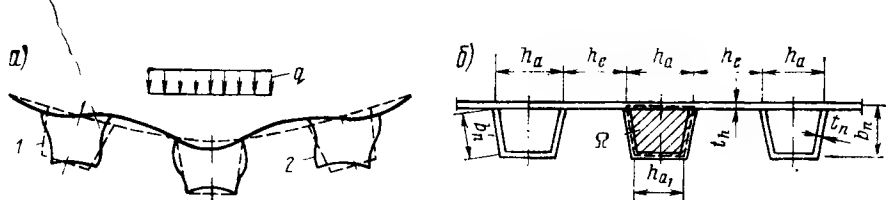


Рис. 11.6. Схемы к расчету ортотропной плиты с продольными ребрами, имеющими деформируемый контур поперечного сечения:

1 контур недеформируемых ребер; 2 контур деформируемых ребер

шается. Снижение величины H за счет деформативности контура ребер учитывается редукционным коэффициентом v_n , т.е.

$$H = \frac{1}{2} \frac{v_n G I_t}{h_a + h_e}, \quad (11.13)$$

где G — модуль сдвига материала плиты; $I_t = \frac{4\Omega^2}{s_0}$ — момент инерции свободного кручения поперечного сечения продольного ребра (рис. 11.6, б); Ω , s_0 — площадь и приведенный периметр контура поперечного сечения ребра; h_a , h_e — ширина ребра поверху и расстояние между стенками смежных ребер, измеренные по средним линиям.

Редукционный коэффициент v_n определяют по выражению

$$\frac{1}{v_n} = 1 + \frac{G I_t}{E I_h} \frac{h_a^3}{12 (h_a + h_e)^2} \left(\frac{\pi}{l_2} \right)^2 \left[\left(\frac{h_e}{h_a} \right)^3 + \left(\frac{h_e - h_{a1}}{h_a + h_{a1}} + l_1 \right)^2 + \right. \\ \left. + \frac{l_1^2}{\rho} \left(\frac{h_{a1}}{h_a} \right)^3 + \frac{24}{\rho} \frac{b_n'}{h_a} \left(c_1^2 + c_1 c_2 + \frac{c_2^2}{3} \right) \right], \quad (11.14)$$

где $E I_h = \frac{E t_h^3}{12(1 - \mu^2)}$ — изгибная жесткость листа; μ — коэффициент Пуассона; t_h — толщина листа плиты;

$$l_1 = \frac{(2h_a + h_{a1}) (h_a + h_e) h_{a1} b_n' - \rho h_a^3 (h_e - h_{a1})}{(h_a + h_{a1}) [2b_n' (h_a^2 + h_a h_{a1} + h_{a1}^2) + h_{a1}^3 + \rho h_a^3]};$$

$l_2 = 0,81 l_1$ — условный пролет продольного ребра; h_{a1} — ширина контура ребра понизу;

$$\rho = \left(\frac{t_n}{t_h} \right)^3;$$

b_n' — длина стенки ребра;

$$c_1 = \frac{l_1}{2} \frac{h_{a1}}{h_a}; \quad c_2 = \frac{l_1}{2} \frac{h_a - h_{a1}}{h_a} - \frac{h_a + h_e}{h_a + h_{a1}} \frac{h_{a1}}{2h_a}.$$

Определив внутренние усилия в элементах ортотропной плиты и необходимые геометрические характеристики, затем можно найти и напряжения в предположении упругой стадии работы материала плиты [24]:

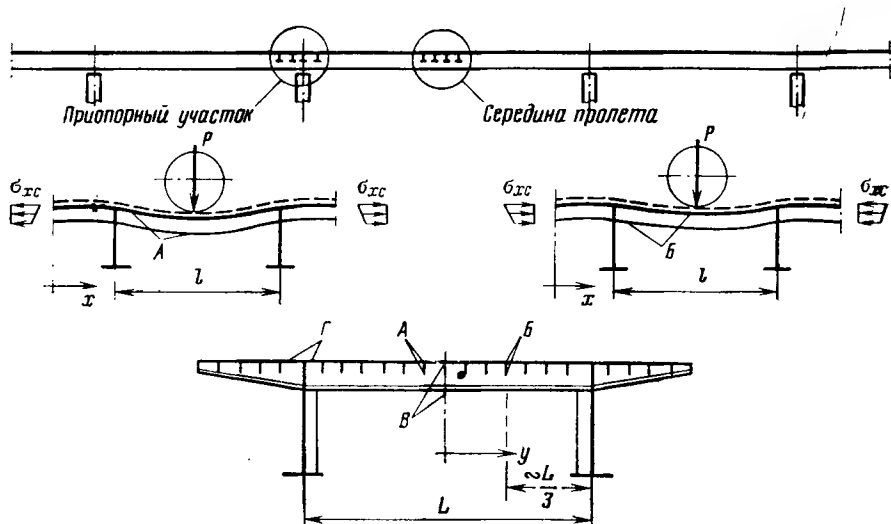


Рис. 11.7. Зоны для проверок прочности элементов ортотропной плиты

σ_{xp} — в продольном ребре и листе, являющемся верхним поясом ребра;

σ_{yp} — в поперечной балке и листе, являющемся верхним поясом балки;

τ_{xyp} — в покрывающем листе.

Помимо указанных, в тех же элементах плиты должны быть найдены напряжения, полученные из рассмотрения работы плиты в составе пролетного строения, т. е. σ_{xc} , σ_{yc} и τ_{xyc} . Эти напряжения должны быть определены на основе упругого пространственного расчета, т. е. при учете неравномерного характера распределения напряжений по ширине сечений, стесненного кручения и деформаций контура.

Проверки прочности элементов ортотропной плиты должны проводиться в точках, отмеченных на рис. 11.7. Для растянутых волокон продольного ребра (в точках А), расположенного в области отрицательных изгибающих моментов пролетного строения, проверку прочности следует выполнять по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \psi \sigma_{xc} + m_1 \chi_1 \sigma_{xp} &\leq R_y m; \\ \sigma_{xc} + \sigma_{xp} &\leq m_2 R_{yn} m, \end{aligned} \right\} \quad (11.15)$$

где ψ — коэффициент, определенный по табл. 11.3, если напряжения в меньшем поясе с площади A_f , min от момента M_x , вызванного местной нагрузкой, и продольной силы N , возникающей в ортотропной плите, работающей в составе пролетного строения, одинаковых знаков, и по табл. 11.4, если напряжения от соответствующих факторов имеют разные знаки; m_1 , m_2 — коэффициенты условий работы, учитывающие развитие ограниченных пластических деформаций в предельном состоянии и принимаемые по табл. 11.5; χ_1 — коэффициент, учитывающий влияние остаточных сварочных напряжений на развитие пластических деформаций. Его принимают равным 0,9 в случае продольных ребер из полосовой стали и прокатных уголков и равным 1,1 для сварных тавров; R_y , R_{yn} — расчетное и нормативное сопротивления металла продольных ребер; m — коэффициент условий работы, принимаемый для продольных ребер полосового и замкнутого профиля равным 1.

Таблица 11.3

Значения коэффициента ψ при ω , равной

		$A_{f,max}/A_w$												
		0,05		0,2		0,4		0,6		0,8		0,95		
$A_{f,min}/A_{f,max}$		0,5		1	2	0,5	1	2	0,5	1	2	0,5	1	2
		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0	1	0,53	0,55	0,57	0,63	0,68	0,78	0,85	0,92	0,89	0,93	0,96	0,99	1
0,5	1	0,067	0,09	0,14	0,26	0,36	0,56	0,77	0,83	0,78	0,87	0,93	0,98	1
1	1	0,067	0,09	0,14	0,26	0,36	0,56	0,77	0,83	0,78	0,87	0,93	0,98	1

Примечания. 1. $A_{f,max}$ — площадь поперечного сечения большого пояса.2. A_w — площадь поперечного сечения стенки в двутавровом сечении или стенки в коробчатом сечении.3. $\omega = \frac{A_{f,max}}{A_w}$.4. A_n — площадь сечения нетто продольных ребер с покрывающим листом.5. Промежуточные значения коэффициента ψ определяют линейной интерполяцией.6. Силу N следует принимать со знаком «плюс».

Таблица 11.4

Значения коэффициента ψ при ω , равной

A_f, min		$A_f, \text{max}/A_w$																	
		-0,05		-0,2		-0,4		-0,6		-0,8		-0,95							
A_f, min	A_f, max	$A_f, \text{max}/A_w$																	
		0,5		1		2		0,5		1		2		0,5		1		2	
		1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
		1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
0	0,9	0,9	0,9	0,6	0,6	0,6	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,6	0,6	0,6	0,9	0,9	0,9	0,9
0,5	0,42	0,40	0,38	0,17	0,12	0,02	0,17	0,25	0,32	0,49	0,53	0,56	0,76	0,78	0,79	0,94	0,94	0,94	0,95
1	-0,07	-0,09	-0,14	-0,27	-0,36	-0,56	-0,53	-0,70	-0,83	-0,78	-0,87	-0,93	-0,92	-0,95	-0,97	-0,98	-0,99	-0,99	-0,99

Примечания. 1. Обозначения см. в табл. 11.3.

2. Силу N следует принимать со знаком «минус».3. Промежуточные значения коэффициента ψ определяют линейной интерполяцией.

Таблица 11.5

σ_{xc}/σ_{xp}	m_1	m_2
0	0,55	1,40
0,25	0,40	1,50
0,45	0,25	1,60

Для сжатых волокон продольного ребра (в точках B), расположенных в области положительных изгибающих моментов пролетного строения, проверка прочности должна выполняться по формуле

$$\psi\sigma_{xc} + \chi_2 \frac{\sigma_{xp}}{\chi} \leq R_y m, \quad (11.16)$$

где $\chi_2 = 1,1$ для ребер из полосовой стали и прокатных уголков, а для ребер из сварных тавров $\chi_2 = 0,9$; χ — коэффициент увеличения расчетного сопротивления, учитывающий ограниченное развитие пластических деформаций.

Для двутавровых или коробчатых балок при допущении пластических деформаций в размере $\epsilon_p = 0,0006$ коэффициент χ принимают в соответствии с табл. 11.6.

Прочность поперечных балок (в точках B) проверяют по формуле

$$\frac{\sigma_{yp}}{\chi} \leq R_y m. \quad (11.17)$$

Покрывающий лист ортотропной плиты в результате работы в составе пролетного строения находится в условиях двухосного напряженного состояния, и его прочность в точках A, B, B и Γ (см. рис. 11.7) должна проверяться по формуле

$$\left. \begin{aligned} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} &\leq m_3 m R_y; \\ \tau_{xy} &\leq R_s m, \end{aligned} \right\} \quad (11.18)$$

где $\sigma_x = \sigma_{xc} + m_4 \sigma_{xp}$; $\sigma_y = \sigma_{yc} + m_4 \sigma_{yp}$; $\tau_{xy} = \tau_{xyc} + \tau_{xyp}$; m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0; m_3 — коэффициент, рав-

Таблица 11.6

$\frac{A_{f, \min}}{A_w}$	Значения коэффициента χ при соотношении площадей $(A_f, \min + A_w)/A$, равном										
	0,01	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	1,243	1,248	1,253	1,258	1,264	1,269	1,274	1,279	1,283	1,267	1,243
0,1	1,187	1,191	1,195	1,199	1,202	1,206	1,209	1,212	1,214	1,160	—
0,2	1,152	1,155	1,158	1,162	1,165	1,168	1,170	1,172	1,150	—	—
0,3	1,128	1,131	1,133	1,136	1,139	1,142	1,144	1,145	1,097	—	—
0,4	1,110	1,113	1,115	1,118	1,120	1,123	1,125	1,126	1,069	—	—
0,5	1,097	1,099	1,102	1,104	1,106	1,109	1,110	1,106	1,061	—	—
0,6	1,087	1,089	1,091	1,093	1,095	1,097	1,099	1,079	—	—	—
0,7	1,078	1,080	1,082	1,084	1,086	1,088	1,090	1,055	—	—	—
0,8	1,071	1,073	1,075	1,077	1,079	1,081	1,082	1,044	—	—	—
0,9	1,065	1,067	1,069	1,071	1,073	1,074	1,076	1,036	—	—	—
1,0	1,060	1,062	1,064	1,066	1,067	1,069	1,071	1,031	—	—	—
2,0	1,035	1,036	1,037	1,038	1,039	1,040	1,019	—	—	—	—
3,0	1,024	1,025	1,026	1,027	1,028	1,029	1,017	—	—	—	—
4,0	1,019	1,019	1,020	1,021	1,021	1,022	1,015	—	—	—	—
5,0	1,015	1,015	1,016	1,017	1,018	1,018	—	—	—	—	—

Примечание. $A_f, \min$ — площадь поперечного сечения меньшего пояса, A_w — площадь поперечного сечения стенки в двутавровом сечении или стенок в коробчатом сечении, A — общая площадь поперечного сечения поперечной балки или продольного ребра.

ный 1,15 при $\sigma_y = 0$ и 1,10 при $\sigma_y \neq 0$; m_4 — коэффициент условий работы принимаемый равным 1,05 при проверке прочности покрывающего листа в точке А и 1,0 — в остальных точках; R_y , R_s — расчетные сопротивления материала покрывающего листа на растяжение (сжатие) и сдвиг.

Наиболее важна проверка прочности покрывающего листа в сечениях над промежуточными опорами балочно-неразрезных пролетных строений, а также для зон, где возникают значительные местные напряжения.

11.3. УЧЕТ НЕРАВНОМЕРНОСТИ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НОРМАЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПО ШИРИНЕ СЕЧЕНИЙ

При расчете на изгиб металлических пролетных строений эстакад необходим учет неравномерности распределения нормальных напряжений по ширине поясов. Она обусловлена влиянием деформаций сдвига, возникающих в срединной плоскости плитных элементов поясов, а также начальных искривлений ортотропных плит. Начальные искривления в большей или меньшей мере характерны для всех тонкостенных конструкций. Они образуются за счет провисания плит от собственного веса, неточностей изготовления, сварочных эффектов и др. Размеры искривлений, замеряемых на эксплуатируемых мостах, в основном не вносят заметных изменений в характер распределения нормальных напряжений по ширине сечений пролетных строений, и поэтому этим фактором в большинстве случаев при расчетах можно пренебречь. Поэтому более важным представляется учет неравномерности распределений напряжений, вызываемой сдвиговыми ослаблениями в плитах пролетных строений.

Неравномерность распределения нормальных напряжений может быть учтена при расчетах методом конечных элементов, складчатых систем, плитно-балочной конструкции и другими методами, реализуемыми главным образом с использованием ЭВМ. Применение указанных методов может быть оправдано при расчете крупных и уникальных сооружений, а также пролетных строений, имеющих в поперечном сечении несколько одностенчатых балок или замкнутых контуров. При расчете пролетных строений с одной коробчатой или двумя одностенчатыми балками неравномерность распределения нормальных напряжений можно учесть путем введения в геометрические размеры поперечных сечений так называемой эффективной ширины плит или поясов.

Под эффективной шириной плиты b_{eff} понимают часть ее полной ширины b_i , определяемую при постоянной толщине плиты выражением

$$b_{eff} = \frac{\int_0^{b_i} \sigma_x dy}{\sigma_{max}} \quad (11.19)$$

где σ_x и σ_{max} — нормальные напряжения соответственно в произвольной точке плиты в поперечном сечении и над стенкой (рис. 11.8).

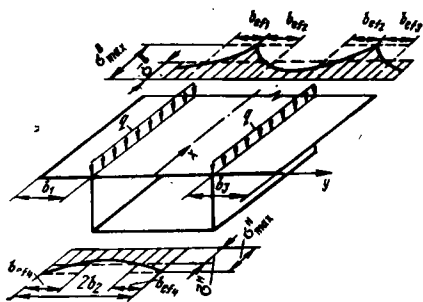


Рис. 11.8. Характер распределения нормальных напряжений в плитах коробчатого пролетного строения при работе на изгиб

но распределенных напряжений по ширине участков пояса b_i к условным равномерно распределенным напряжениям по всей эффективной ширине пояса b_{ef} .

Следует отметить, что при определении эффективной ширины в пределах консольных свесов плит в формулы (11.19) и (11.20) необходимо подставлять не полную длину свесов b_i , а величину $0,85 b_i$. Редукционные коэффициенты, определяемые для каждого пластинчатого элемента верхней и нижней плит пролетного строения, зависят от способов опирания несущей конструкции, относительной ширины пластинчатых элементов и характеристик продольных ребер. Поперечные балки и ребра ортотропных плит, устраиваемые в современных стальных пролетных строениях эстакад, практически не влияют на степень неравномерности распределения нормальных напряжений.

Для ортотропной балочной несущей конструкции пролетом l с различными способами опирания по концам и загруженной равномерно распределенной вертикальной нагрузкой в табл. 11.7 — 11.10 приведены значения редукционных коэффициентов γ . При этом изменение

Таблица 11.7

γ	Значения редукционного коэффициента γ для балок с шарнирным опиранием по обоим концам					
	$x=0$		$x=0,25l$		$x=0,5l$	
	$\psi=0$	$\psi=1$	$\psi=0$	$\psi=1$	$\psi=0$	$\psi=1$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,02	0,93	0,89	0,99	0,98	0,99	0,99
0,05	0,84	0,77	0,98	0,96	0,98	0,97
0,10	0,70	0,60	0,93	0,86	0,95	0,89
0,20	0,52	0,38	0,77	0,62	0,81	0,67
0,40	0,32	0,22	0,46	0,32	0,50	0,35
0,60	0,22	0,15	0,28	0,20	0,29	0,22
0,80	0,16	0,11	0,19	0,15	0,20	0,16
1,0	0,12	0,09	0,15	0,11	0,16	0,12

Примечание. b — ширина пояса или его участка, l — пролет балочной несущей конструкции.

Таблица 11.8

$\frac{b}{l}$	Значения редукционного коэффициента ψ для балок с левым заделанным и правым шарнирно опертым концами					
	$x=0$		$x=0,25l$		$x=l$	
	$\psi=0$	$\psi=1$	$\psi=0$	$\psi=1$	$\psi=0$	$\psi=1$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,02	0,81	0,74	1,00	1,00	0,90	0,86
0,05	0,62	0,54	1,00	1,00	0,79	0,70
0,10	0,45	0,38	1,00	1,00	0,63	0,52
0,20	0,27	0,21	0,92	0,76	0,44	0,32
0,40	0,13	0,10	0,46	0,35	0,24	0,16
0,60	0,10	0,07	0,24	0,20	0,16	0,11
0,80	0,09	0,06	0,20	0,16	0,11	0,08
1,0	0,09	0,06	0,19	0,15	0,08	0,07

Таблица 11.9

$\frac{b}{l}$	Значения редукционного коэффициента ψ для балок с левым заделанным и правым свободным концами					
	$x=0$		$x=0,25l$		$x=l$	
	$\psi=0$	$\psi=1$	$\psi=0$	$\psi=1$	$\psi=0$	$\psi=1$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,02	0,91	0,88	1,00	1,00	0,97	0,94
0,05	0,82	0,76	1,00	1,00	0,92	0,86
0,10	0,68	0,61	1,00	1,00	0,84	0,77
0,20	0,52	0,44	1,00	1,00	0,70	0,60
0,40	0,35	0,28	0,88	0,75	0,52	0,38
0,60	0,27	0,22	0,64	0,50	0,40	0,29
0,80	0,21	0,17	0,49	0,35	0,32	0,22
1,0	0,18	0,14	0,38	0,27	0,27	0,18

Таблица 11.10

$\frac{b}{l}$	Значения редукционного коэффициента ψ для балок с заделкой по обоим концам					
	$x=0$		$x=0,25l$		$x=0,5l$	
	$\psi=0$	$\psi=1$	$\psi=0$	$\psi=1$	$\psi=0$	$\psi=1$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,02	0,77	0,71	0,94	0,91	0,99	0,97
0,05	0,58	0,50	0,85	0,76	0,96	0,91
0,10	0,41	0,32	0,68	0,55	0,86	0,72
0,20	0,24	0,17	0,42	0,31	0,58	0,40
0,40	0,12	0,08	0,21	0,14	0,24	0,18
0,60	0,10	0,06	0,12	0,10	0,16	0,12
0,80	0,08	0,05	0,10	0,08	0,14	0,10
1,0	0,07	0,05	0,09	0,07	0,13	0,09

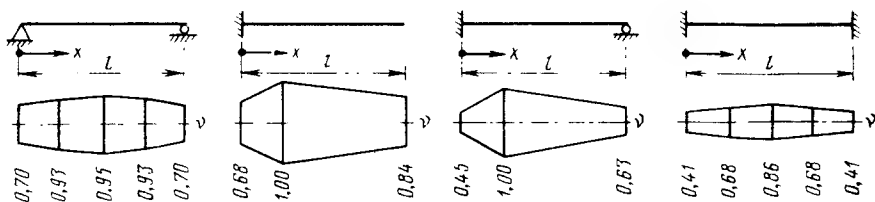


Рис. 11.9. Характер изменения редуционных коэффициентов для однопролетных балочных схем при $\psi=0$ и $b'/l=0,10$

величины редуционных коэффициентов между указанными в табл. 11.7—11.10 сечениями принимают линейным в соответствии с рис. 11.9. Через ψ в табл. 11.7—11.10 обозначен коэффициент ортотропности, который при регулярной системе продольных ребер жесткости определяют по формуле

$$\psi = \frac{A_{sl}}{at_h} \quad (11.21)$$

где A_{sl} — площадь поперечного сечения продольного ребра без учета покрывающего листа (рис. 11.10); a — расстояние между осями продольных ребер; t_h — толщина покрывающего листа.

Для случая ортотропной плиты с различными расстояниями между продольными ребрами a_i и площадью их поперечного сечения A_{sli} коэффициент ортотропности можно определять по формуле

$$\psi = \frac{\sum_i A_{sli}}{t_h \sum_i a_i}$$

Промежуточные значения между 0 и 1 берут для ψ по линейной интерполяции. Заметим, что $\psi = 0$ соответствует случаю изотропной плиты.

Определив редуцированные размеры плит пролетного строения, вычисляют редуцированные геометрические характеристики поперечных сечений, а по ним находят затем и напряжения. При статических расчетах пролетных строений предполагают упругую работу материала.

Учитывая характер эпюры изгибающих моментов в балочно-неразрезном пролетном строении от воздействия равномерно распределенной

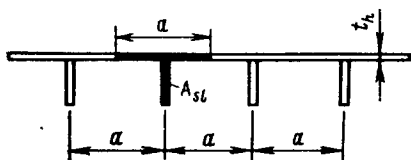


Рис. 11.10. Схема для определения коэффициента ортотропности

нагрузки, изменение редуцированных коэффициентов для промежуточных пролетов можно принимать по табл. 11.10 как для балок с заделками по обоим концам, а для крайних пролетов — по табл. 11.8 как для балок с одним заделанным и другим шарнирно опертым концами. При этом редуционные ко-

коэффициенты над промежуточными опорами определяют как среднее арифметическое между значениями γ слева и справа от опоры, взятыми из эпюр редуционных коэффициентов для пролетов, рассматриваемых по отдельности (рис. 11.11).

При воздействии вертикальной нагрузки над стенками пролетного строения изменение нормальных напряжений в поясах с учетом сдвиговых ослаблений принимают [31] по параболе четвертого порядка (см. рис. 11.8):

$$\sigma_x = - \left\{ \left(\frac{y}{b} \right)^4 + \frac{5\nu - 1}{4} \left[1 - \left(\frac{y}{b} \right)^4 \right] \right\} \sigma_{\max} \quad (11.22)$$

При вычислении напряжений по формуле (11.22) на участке между стенками начало координат располагают по оси поперечного сечения, а в пределах консольных свесов плит - на расстоянии $0,85 b_1$ и $0,85 b_2$ от стенок.

При вычислении прогибов пролетных строений редуционный коэффициент можно полагать постоянным и равным его значению в середине пролета.

В соответствии с действующими нормами [25] неравномерность распределения напряжений по ширине сечений учитывают при $b \geq 0,04 l$ и $b_k \geq 0,02 l$, где b_k - вылет консольных свесов плит.

Допуская ограниченное развитие пластических деформаций материала пролетных строений, можно увеличить эффективную ширину ортотропных плит. Учет ограниченных пластических деформаций необходим при конструктивных расчетах сечений пролетных строений на прочность.

По максимальным $\sigma_{\max}$ и минимальным $\sigma_{\min}$ значениям нормальных напряжений, получаемым для каждой пластинки пояса в упругой стадии работы, определяют коэффициент неравномерности:

$$\alpha = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{5\nu - 1}{4}.$$

Редуционный коэффициент для упругопластической стадии определяют в соответствии с [18] по формуле

$$\tilde{\nu} = 1 - \frac{2}{3} K_T \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_{\min}}{\sigma_T} \right). \quad (11.23)$$

где $\bar{\sigma}_{\min} = \frac{\sigma_T + E \epsilon_p}{\alpha}$ - минимальное значение нормальных напряжений в упругопластической стадии; σ_T - нормальные напряжения текучести; E - модуль упругости; ϵ_p - значение пластической деформации.

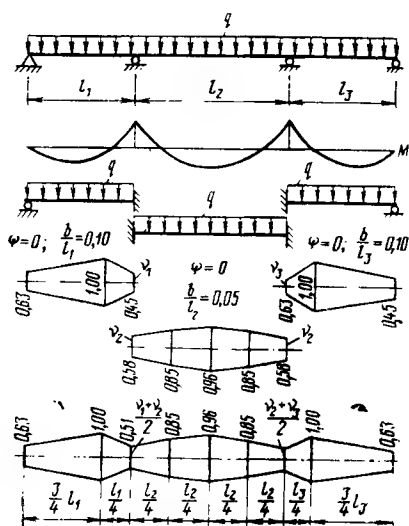


Рис. 11.11. Схема для определения редуционных коэффициентов в балочно-иерарезных пролетных строениях

Если $\bar{\sigma}_{\min} \leq \sigma_T$, то коэффициент K_T в формуле (11.23) определяют из выражения

$$K_T = \sqrt{\frac{\sigma_T - \bar{\sigma}_{\min}}{\sigma_T - \bar{\sigma}_{\min} + E\epsilon_p}}$$

При $\bar{\sigma}_{\min} > \sigma_T$ принимают $K_T = 0$. Для пластических деформаций в размере 0,0006 редуционный коэффициент в упругопластической стадии определяют в зависимости от коэффициента α :

α	0,7—1,0	0,50	0,33	0,25	0,20	0,10	0
$\bar{\nu}$	1,0	0,85	0,72	0,65	0,60	0,52	0,43

Тогда эффективная ширина каждой пластинки пояса

$$\tilde{b}_{ef} = \tilde{\nu} b.$$

Наличие в плитах пролетных строений концентраторов напряжений, например вырезов для пропуска пилонов, приводит к искажению эпюры распределения напряжений по ширине поясов. В таких случаях требуется уточнить значение редуционных коэффициентов специальными расчетами.

Как показывают результаты исследований, форма продольных ребер ортотропных плит мало влияет на степень неравномерности распределения нормальных напряжений по ширине поясов. В то же время с увеличением числа продольных ребер уровень этих напряжений падает. Утолщение покрывающего листа к стенкам снижает уровень напряжений над стенками пролетного строения и выравнивает их по ширине поперечного сечения.

11.4. РАСЧЕТ КРИВОЛИНЕЙНЫХ КОРОБЧАТЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ С ПОСТОЯННОЙ КРИВИЗНОЙ

Наличие у металлических коробчатых пролетных строений весьма тонких плит и стенок повышает в сравнении с железобетонными пролетными строениями роль кручения в общем напряженном состоянии.

При учете упругой среды работы материала расчет металлических коробчатых пролетных строений на действие крутящих нагрузок не отличается от расчета аналогичных железобетонных пролетных строений и может быть выполнен в два этапа (см. п. 7.1). При определенном шаге поперечных диафрагм и связей (см. п. 14.3) деформации контура могут быть практически исключены и тогда бывает достаточен только расчет пролетного строения на стесненное кручение.

В настоящем параграфе будем рассматривать металлические коробчатые пролетные строения с недеформируемым контуром поперечного сечения, загруженные вертикальной нагрузкой p , а также крутящими моментами m . От действия этих нагрузок каждый элементар-

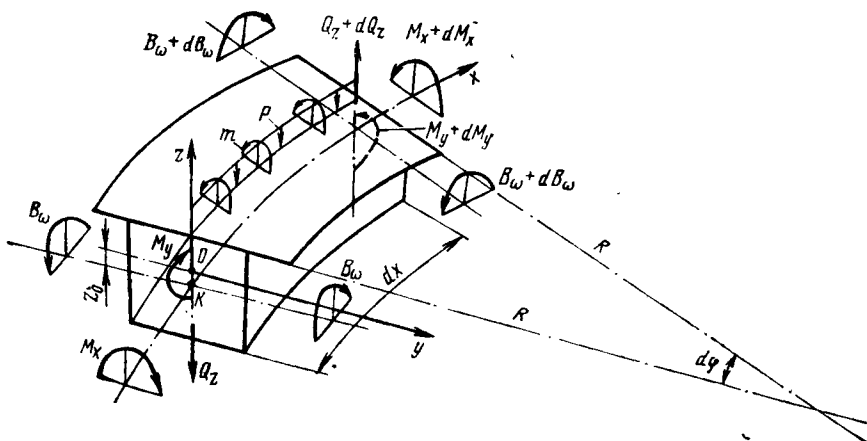


Рис. 11.12. Внешние нагрузки и компоненты внутренних усилий, действующие на элементарный участок криволинейной коробчатой балки пролетного строения

ный участок пролетного строения будет находиться в напряженном состоянии, характеризующемся внутренними усилиями, показанными на рис. 11.12. При этом вертикальная нагрузка p , приложенная вдоль оси пролетного строения, будет вызывать в сечениях появление не только поперечных сил Q_z и изгибающих моментов M_y , но так же, как и крутящая нагрузка m , крутящих моментов M_x и бимоментов B_ω .

Если рассматривать задачу о стесненном кручении криволинейного коробчатого пролетного строения, то она сводится к решению дифференциального уравнения, по форме совпадающего с уравнением (6.4) для прямолинейной конструкции. Относительно бимомента это дифференциальное уравнение имеет вид [30]

$$B_\omega'' - k^2 B_\omega = -\mu \left(\bar{m} - \frac{M_y}{R} \right), \quad (11.24)$$

где k и μ — изгибно-крутильная характеристика и коэффициент деформации сечения, определяемые соответственно по формулам, приведенным в п. 6.2; R — радиус кривизны пролетного строения (см. рис. 11.12).

Для решения дифференциального уравнения (11.24) должно быть известно значение изгибающего момента M_y . В этой связи рассмотрим две схемы пролетных строений. В схеме рис. 11.13, а одно опорное сечение закреплено против закручивания, а второе не допускает только прогибы. Для схемы, представленной на рис. 11.13, б, оба концевых сечения закреплены против закручивания. При воздействии на пролетное строение эксцентрично приложенной сосредоточенной силы P она в расчетной схеме представляется силой P и крутящим моментом $\bar{M} = Pe$ (см. рис. 11.13, а).

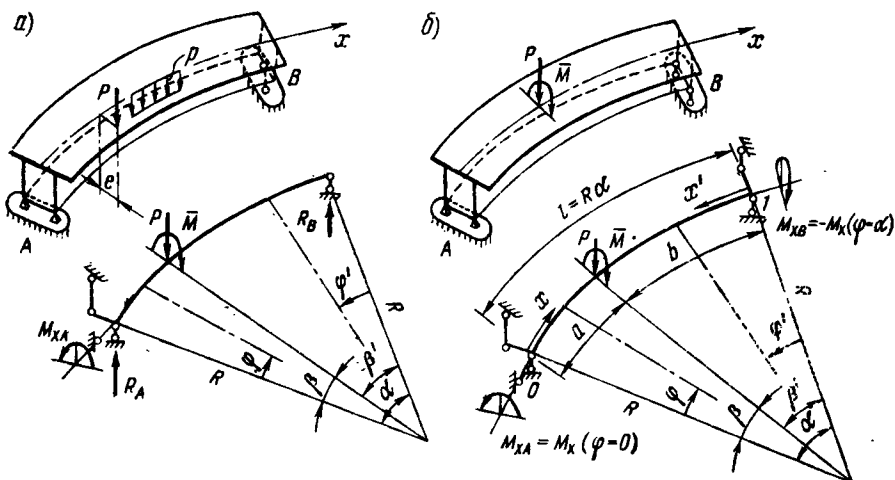


Рис. 11.13. Схемы для расчета однопролетных криволинейных балок, нагруженных сосредоточенными вертикальной силой и крутящим моментом

Для статически определимой системы (см. рис. 11.13, а) из условий равновесия получаем опорные реакции R_A и R_B , а также опорный крутящий (полный) момент M_{xA} :

$$\left. \begin{aligned} R_A &= P \left(1 - \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} \right) + \frac{\bar{M}}{R} \frac{\sin \beta}{\sin \alpha}; \\ R_B &= \left(P - \frac{\bar{M}}{R} \right) \frac{\sin \beta}{\sin \alpha}; \\ M_{xA} &= PR \left(1 - \frac{\sin \beta + \sin \beta'}{\sin \alpha} \right) + \bar{M} \frac{\sin \beta + \sin \beta'}{\sin \alpha}. \end{aligned} \right\} \quad (11.25)$$

где α , β и β' — углы, значения которых понятны из рис. 11.13, а.

Зная опорные усилия (11.25), можно записать выражения для определения изгибающего M_y и крутящего M_x моментов в любом сечении криволинейной балки, т. е.

$$\left. \begin{aligned} &\text{при } 0 < \varphi < \beta \\ M_y &= (PR - \bar{M}) \frac{\sin \beta' \sin \varphi}{\sin \alpha}; \\ M_x &= (\bar{M} - PR) \frac{\sin \beta + \sin \beta' \cos \varphi}{\sin \alpha} + PR; \\ &\text{при } 0 < \varphi' < \beta' \\ M_y &= (PR - \bar{M}) \frac{\sin \beta \sin \varphi'}{\sin \alpha}; \\ M_x &= (\bar{M} - PR) \frac{\sin \beta (1 - \cos \varphi')}{\sin \alpha}. \end{aligned} \right\} \quad (11.26)$$

Для той же балки, но загруженной на правом конце изгибающим моментом $M_{yB} = 1$, получим:

$$\left. \begin{aligned} M_{xA} &= -\frac{1 - \cos \alpha}{\sin \alpha}; \quad R_A = -R_B = \frac{1}{R \operatorname{tg} \alpha}; \\ M_y &= \frac{\sin \varphi}{\sin \alpha}; \quad M_x = -\frac{\cos \varphi - \cos \alpha}{\sin \alpha}. \end{aligned} \right\} \quad (11.27)$$

Если правое опорное сечение загружено сосредоточенным крутящим моментом $M_{xB} = 1$, будем иметь:

$$\left. \begin{aligned} M_{xA} &= -1; \quad R_A = -R_B = -\frac{1}{R}; \\ M_y &= 0; \quad M_x = -1. \end{aligned} \right\} \quad (11.28)$$

Для получения усилий M_x и M_y в произвольных сечениях криволинейной коробчатой балки, загруженной распределенной нагрузкой p , необходимо приведенные выше выражения проинтегрировать.

Теперь рассмотрим расчетный случай, приведенный на рис. 11.13, б. Коробчатая балка с закреплениями, препятствующими закручиванию обоих опорных сечений, является одновременно основной системой для неразрезных криволинейных балок.

Выражения для определения внутренних усилий в сечениях рассматриваемой криволинейной балки могут быть получены на основе приведенных формул (11.26) путем добавления к ним членов, учитывающих влияние крутящего момента на правой опоре M_{x1} , являющегося лишним неизвестным. Его можно определить из условия равенства нулю угла закручивания в опорном сечении B , т. е.

$$M_{x1} \bar{\theta}_{11} + \bar{\theta}_{1P} = 0. \quad (11.29)$$

Единичное $\bar{\theta}_{11}$ и грузовое $\bar{\theta}_{1P}$ угловые перемещения определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\theta}_{11} &= \int_0^l \frac{\bar{M}_{x1}^2(x)}{GI_t} dx = \frac{l}{GI_t}; \\ \bar{\theta}_{1P} &= \int_0^l \frac{\bar{M}_{x1}(x) M_{xP}(x)}{GI_t} dx = - \int_0^l \frac{M_{xP}(x)}{GI_t} dx, \end{aligned} \right\} \quad (11.30)$$

где $\bar{M}_{x1}$ и M_{xP} обозначают эпюры крутящих моментов в основной системе соответственно от $M_{x1} = 1$ и внешней нагрузки; G — модуль сдвига материала криволинейной балки; I_t — момент инерции поперечного сечения на кручение.

При этом за основную принимают систему, представленную на рис. 11.13, а. Подставив формулы (11.30) в выражение (11.29) для коробчатой балки с постоянной крутильной жесткостью, получим

$$M_{x1} = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{M_{xP}(x)}{GI_t} dx. \quad (11.31)$$

Выражения для изгибающих моментов в произвольном сечении остаются такими же, как и для балки, изображенной на рис. 11.13, а.

Учитывая опорный крутящий момент, определяемый формулой (11.31) и решая дифференциальное уравнение (11.24), запишем общие выражения для вычисления внутренних силовых факторов в сечениях криволинейной балки по схеме рис. 11.13, б:

на участке a

$$\left. \begin{aligned} M_x &= (\bar{M} - PR) \frac{\sin \beta'}{\sin \alpha} \cos \varphi + PR \frac{\beta'}{\alpha}; \\ \frac{B_\omega}{\mu} &= \frac{\bar{M} (1 - \eta) + PR\eta}{k} \frac{\operatorname{sh} kb}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{sh} kx + (\bar{M}R - PR^2) \eta \frac{\sin \beta'}{\sin \alpha} \sin \varphi; \\ \frac{M_\omega}{\mu} &= [\bar{M} (1 - \eta) + PR\eta] \frac{\operatorname{sh} kb}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{ch} kx + (\bar{M} - PR) \eta \frac{\sin \beta'}{\sin \alpha} \cos \varphi; \end{aligned} \right\} \quad (11.32)$$

на участке b

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -(\bar{M} - PR) \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} \cos \varphi' - PR \frac{\beta}{\alpha}; \\ \frac{B_\omega}{\mu} &= \frac{\bar{M} (1 - \eta) + PR\eta}{k} \frac{\operatorname{sh} ka}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{sh} kx' + (\bar{M}R - PR^2) \eta \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} \sin \varphi'; \\ \frac{M_\omega}{\mu} &= -[\bar{M} (1 - \eta) + PR\eta] \frac{\operatorname{sh} ka}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{ch} kx' - (\bar{M} - PR) \eta \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} \cos \varphi', \end{aligned} \right\}$$

где $a = R\beta$; $b = R\beta'$; $\eta = \frac{1}{1 + (kR)^2}$.

Выражения (11.32) могут быть использованы также для определения усилий в балках с открытым контуром поперечного сечения. В этом случае в выражениях для B_ω и M_ω следует считать $\mu = 1$,

$k = \sqrt{\frac{GI_t}{EI_\omega}}$. Выражения для момента свободного кручения тогда же имеют вид:

на участке a

$$\left. \begin{aligned} M_t &= (\bar{M} - PR) (1 - \eta) \frac{\sin \beta'}{\sin \alpha} \cos \varphi + PR \frac{\beta'}{\alpha} - \\ &- [\bar{M} (1 - \eta) + PR\eta] \frac{\operatorname{sh} kb}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{ch} kx'; \end{aligned} \right\} \quad (11.33)$$

на участке b

$$\left. \begin{aligned} M_t &= -(\bar{M} - PR) (1 - \eta) \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} \cos \varphi' - PR \frac{\beta}{\alpha} + \\ &+ [\bar{M} (1 - \eta) + PR\eta] \frac{\operatorname{sh} ka}{\operatorname{sh} kl} \operatorname{ch} kx'. \end{aligned} \right\}$$

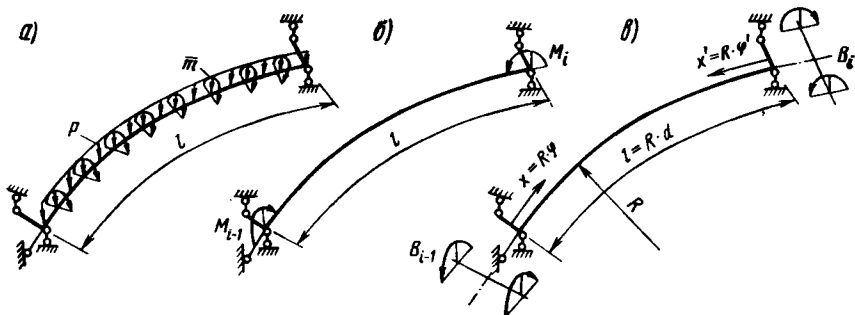


Рис. 11.14. Схемы загрузки однопролетных криволинейных балок

Аналогично можно получить выражения для определения изгибно-крутильных факторов в сечениях криволинейной коробчатой балки, загруженной равномерно распределенной вертикальной нагрузкой p , приложенной вдоль продольной оси и равномерно распределенными крутящими моментами $\bar{m}$ (рис. 11.14, а). Эти выражения будут следующими:

$$\left. \begin{aligned} M_y &= (pR^2 - \bar{m}R) \left(\frac{\sin \varphi + \sin \varphi'}{\sin \alpha} - 1 \right); \\ M_x &= (\bar{m}R - pR^2) \frac{\cos \varphi - \cos \varphi'}{\sin \alpha} - pR^2 \frac{\varphi - \varphi'}{2}; \\ \frac{B_\omega}{\mu} &= \frac{\bar{m}(1-\eta) + pR\eta}{k^2} \left(1 - \frac{\text{sh } kx + \text{sh } kx'}{\text{sh } kl} \right) + \\ &+ (\bar{m}R^2 - pR^3) \eta \left(\frac{\sin \varphi + \sin \varphi'}{\sin \alpha} - 1 \right); \\ \frac{M_\omega}{\mu} &= \frac{\bar{m}(1-\eta) + pR\eta}{k} \frac{\text{ch } kx - \text{ch } kx'}{\text{sh } kl} + \\ &+ (\bar{m}R - pR^2) \eta \frac{\cos \varphi - \cos \varphi'}{\sin \alpha}. \end{aligned} \right\} \quad (11.34)$$

Для криволинейных балок с открытым контуром поперечного сечения имеем

$$\begin{aligned} M_i &= (\bar{m}R - pR^2) (1-\eta) \frac{\cos \varphi - \cos \varphi'}{\sin \alpha} - pR^2 \frac{\varphi - \varphi'}{2} + \\ &+ [\bar{m}(1-\eta) + pR\eta] \frac{\text{ch } kx - \text{ch } kx'}{k \text{ sh } kl}. \end{aligned} \quad (11.35)$$

Приведем также выражения для определения усилий в сечениях криволинейной балки, загруженной по концам изгибающими моментами M_{i-1} , M_i (рис. 11.14, б) и бимоментами B_{i-1} , B_i (рис. 11.14, в):

$$\left. \begin{aligned} M_y &= M_{i-1} \frac{\sin \varphi'}{\sin \alpha} + M_i \frac{\sin \varphi}{\sin \alpha}; \\ M_x &= M_{i-1} \left(\frac{\cos \varphi'}{\sin \alpha} - \frac{1}{\alpha} \right) - M_i \left(\frac{\cos \varphi}{\sin \alpha} - \frac{1}{\alpha} \right); \\ \frac{B_\omega}{\mu} &= -R\eta \left[M_{i-1} \left(\frac{\sin \varphi'}{\sin \alpha} - \frac{\text{sh } kx'}{\text{sh } kl} \right) + M_i \left(\frac{\sin \varphi}{\sin \alpha} - \frac{\text{sh } kx}{\text{sh } kl} \right) \right]; \\ \frac{M_\omega}{\mu} &= \eta \left[M_{i-1} \left(\frac{\cos \varphi'}{\sin \alpha} - kR \frac{\text{ch } kx'}{\text{sh } kl} \right) - M_i \left(\frac{\cos \varphi}{\sin \alpha} - kR \frac{\text{ch } kx}{\text{sh } kl} \right) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (11.36)$$

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \frac{1}{l} (B_i - B_{i-1}); \\ B_\omega &= B_{i-1} \frac{\text{sh } kx'}{\text{sh } kl} + B_i \frac{\text{sh } kx}{\text{sh } kl}; \\ M_\omega &= -B_{i-1} k \frac{\text{ch } kx'}{\text{sh } kl} + B_i k \frac{\text{ch } kx}{\text{sh } kl}. \end{aligned} \right\} \quad (11.37)$$

Для балок с открытым профилем

$$\left. \begin{aligned} M_t &= M_{i-1} \left[(1-\eta) \frac{\cos \varphi'}{\sin \alpha} - \frac{1}{\alpha} + \eta kR \frac{\text{ch } kx'}{\text{sh } kl} \right] - \\ &- M_i \left[(1-\eta) \frac{\cos \varphi}{\sin \alpha} - \frac{1}{\alpha} + \eta kR \frac{\text{ch } kx}{\text{sh } kl} \right]; \\ M_t &= -B_{i-1} \left(\frac{1}{l} - k \frac{\text{ch } kx'}{\text{sh } kl} \right) + B_i \left(\frac{1}{l} - k \frac{\text{ch } kx}{\text{sh } kl} \right). \end{aligned} \right\} \quad (11.38)$$

Остальные выражения для балок с открытым контуром поперечного сечения получаются из формул (11.36) и (11.37) при $\mu = 1$ и $k = \sqrt{\frac{GI_t}{EI_\omega}}$.

Напряжения от свободного и стесненного кручения в сечениях криволинейных пролетных строений определяют с использованием формул (7.11).

Расчет неразрезных криволинейных балок с постоянной кривизной в каждом пролете и опорными закреплениями, препятствующими закручиванию (рис. 11.15), сводится к решению системы уравнений вида

$$\left. \begin{aligned} M_{i-1} \delta_{i,i-1}^M + M_i \delta_{ii}^M + M_{i+1} \delta_{i,i+1}^M + \\ + B_{i-1} \delta_{i-1}^B + B_i \delta_{ii}^B + B_{i+1} \delta_{i,i+1}^B + \delta_{i0} = 0; \\ M_{i-1} \mu_{i,i-1}^M + M_i \mu_{ii}^M + M_{i+1} \mu_{i,i+1}^M + \\ + B_{i-1} \mu_{i,i-1}^B + B_i \mu_{ii}^B + B_{i+1} \mu_{i,i+1}^B + \mu_{i0} = 0, \end{aligned} \right\} \quad (11.39)$$

где M_{i-1} , M_i , M_{i+1} , B_{i-1} , B_i , B_{i+1} — неизвестные опорные изгибающие моменты и бимоменты над промежуточными опорами $i-1$, i , $i+1$; δ_{ij}^M , δ_{ij}^B ,

δ_{i0} — единичные и грузовое перемещение по направлению опорного изгибающего момента M_i от $M_j = 1$ и $B_j = 1$, а также от внешней нагрузки; μ_{ij}^M , μ_{ij}^B , μ_{i0} — единичные и грузовое перемещение по направлению B_i от $M_j = 1$ и $B_j = 1$, а также от внешней нагрузки.

После определения опорных усилий могут быть найдены усилия в произвольном сечении неразрезной криволинейной балки в соответствии с известным принципом строительной механики. Например, для бимомента выражение будет иметь вид

$$B_{\omega} = B_{\omega}^0 + M_{i-1} B_{M(i-1)} + M_i B_{M_i} + B_{i-1} B_{B(i-1)} + B_i B_{B_i}. \quad (11.40)$$

где B_{ω}^0 — бимомент от заданной нагрузки в рассматриваемом сечении однопролетной балки; B_{M_i} , B_{B_i} — бимоменты в рассматриваемом сечении основной системы от $M_i = 1$ и $B_i = 1$.

При расчете неразрезных металлических пролетных строений эстакад произвольного вида можно воспользоваться методикой (см. п. 8.3). Эффект стесненного кручения приближенно может быть учтен отдельно из рассмотрения однопролетной схемы для каждого из пролетов.

11.5. РАСЧЕТ КРИВОЛИНЕЙНЫХ БАЛОК С ОТКРЫТЫМ КОНТУРОМ КАК БИКОНСТРУКЦИЙ

Определение внутренних усилий в криволинейных балках металлических пролетных строений эстакад с открытым контуром поперечного сечения возможно как по теории тонкостенных стержней (см. п. 11.4), так и с использованием аппарата расчета биконструкций [27]. При этом балку пролетного строения можно считать биконструкцией, если допускать, что ее стенка воспринимает только касательные и вертикальные нормальные напряжения.

С учетом поперечного распределения нагрузки выделим из пролетного строения одну криволинейную балку с открытым двутавровым профилем (рис. 11.16, а, в). Допустим, что нормальные и касательные напряжения по толщине стенки постоянны. Рассматривая цилиндрический бесконечно малый элемент стенки, запишем уравнение равновесия тонких безмоментных оболочек:

$$\frac{\sigma_s}{R_{sy}} + \frac{\sigma_z}{R_{yz}} = \frac{p}{b}, \quad (11.41)$$

где σ_s , σ_z — нормальные напряжения вдоль координатных осей s и z (см. рис. 11.16, в); R_{sy} , R_{yz} — радиусы кривизны элемента стенки в плоскостях sy и yz ; p — интенсивность давления, направленного перпендикулярно площадке элемента стенки; b — толщина стенки.

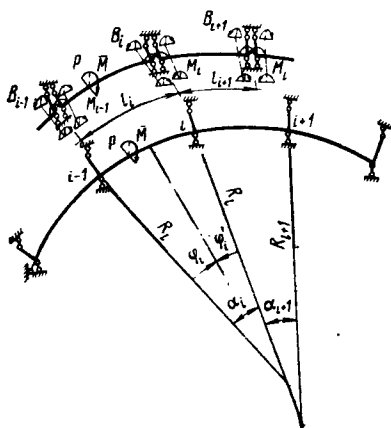


Рис. 11.15. Схема для расчета неразрезных криволинейных балок

Поскольку для цилиндрической стенки балки $p = 0$ и $R_{yz} \rightarrow \infty$, то из уравнения (11.41) следует:

$$\sigma_s = 0 \text{ и } \tau_{sz} = \tau_{sz}(s), \quad (11.42)$$

т. е. стенка не воспринимает нормальных напряжений в направлении криволинейной координаты s , а возникающие касательные напряжения постоянны вдоль оси z и переменны вдоль оси балки.

Из условий равновесия выделенного элемента стенки с учетом касательных усилий $q = \tau b$ имеем

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} b + \frac{\partial q}{\partial s} = 0. \quad (11.43)$$

Так как величина $\frac{\partial q}{\partial s}$ постоянна при переменной координате z , то из (11.43) следует, что

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \text{const}. \quad (11.44)$$

Таким образом, нормальные напряжения σ_z по высоте стенки изменяются линейно (рис. 11.16, в), и справедливо

$$\sigma_z = \frac{\left(p_z + \frac{\partial q}{\partial s}\right)}{b} = \frac{p_z}{b} \left(1 - \frac{z}{h}\right), \quad (11.45)$$

где p_z — интенсивность вертикального давления, передаваемого на верхнюю кромку стенки; z — вертикальная координата рассматриваемой точки стенки (см. рис. 11.16, в).

Если сосредоточенное усилие P (например, колесо подвижной нагрузки) воздействует на балку, то можно условно считать, что оно распределяется в толще покрытия проезжей части и верхней полке (плите) под углом 45° . Тогда интенсивность вертикального давления, передаваемого на верхнюю кромку стенки,

$$p_z = \frac{P}{c + 2H}, \quad (11.46)$$

где c — длина распределения усилия P вдоль оси балки; H — суммарная толщина покрытия проезжей части и верхней плиты пролетного строения (см. рис. 11.16, а).

Поперечная сила, воспринимаемая стенкой,

$$Q_z = qh = \tau bh, \quad (11.47)$$

где h — высота стенки балки.

В случае когда $\sigma_z = 0$, из формулы (11.43) следует, что и $\frac{\partial q}{\partial s} = 0$, и поэтому при постоянных касательных напряжениях стенка находится только в условиях сдвига.

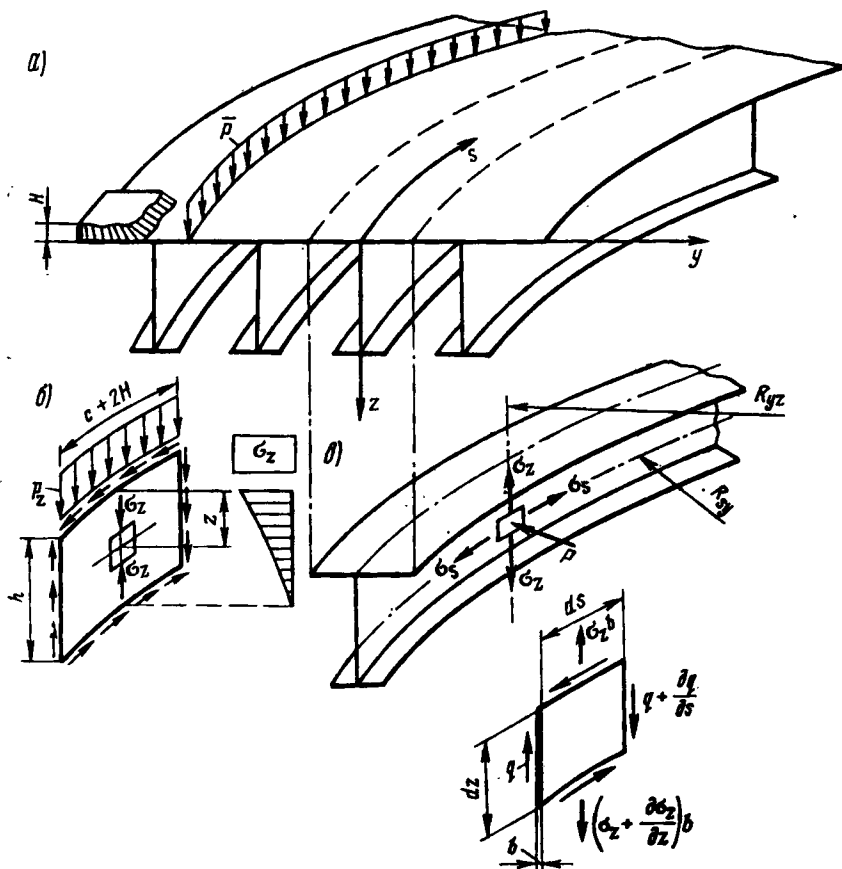


Рис. 11.6 Схема для расчета криволинейной балки цельнометаллического пролетного строения с открытым контуром поперечного сечения

Предположим теперь, что нижний пояс рассчитываемой балки воспринимает нормальную силу N , изгибающий момент M_{s1} и поперечную силу Q_{s1} только в своей плоскости. В верхнем поясе считаем возможным возникновение усилий различного направления, т. е. он может быть выполнен в виде железобетонной плиты (рис. 11.17, а). Взаимодействие между поясами и стенкой балки происходит за счет касательных сил q , направленных вдоль линий контакта криволинейной стенки с поясами (см. рис. 11.17, а). Так как вертикальная стенка передает только сдвигающие усилия и не работает на изгиб, напряженное состояние верхнего и нижнего поясов зависит от способа передачи внешней нагрузки на балку. Вертикальную нагрузку можно считать приложенной к верхнему поясу балки и передающейся затем на стенку и нижний пояс. Горизонтальная продольная или поперечная нагрузка будет передаваться только верхнему поясу, если она приложена в уровне проезжей части пролетного строения.

Вводится также допущение о том, что крутящие моменты от внешней нагрузки воспринимаются только поясами балок, причем закручивающие пары сил передаются поясам балки в местах расположения диафрагм или связей.

С учетом отмеченного выше нормальные напряжения от продольной силы N и изгибающего момента M_v будут определяться по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A_{s1} + A_{s2}} + \frac{M_v}{I_v} w, \quad (11.48)$$

где A_{s1} , A_{s2} — площадь поперечного сечения верхнего и нижнего поясов; w — координата точки, в которой определяются напряжения; I_v — момент инерции сечения.

Для сталежелезобетонной балки (рис. 11.17, б)

$$A_{s2} = \frac{E_b}{E_{st}} A_b + A_{st}, \quad (11.49)$$

где E_b , E_{st} — модули упругости бетона и стали; A_b — площадь поперечного сечения железобетонной плиты; A_{st} — площадь поперечного сечения верхнего пояса стальной балки.

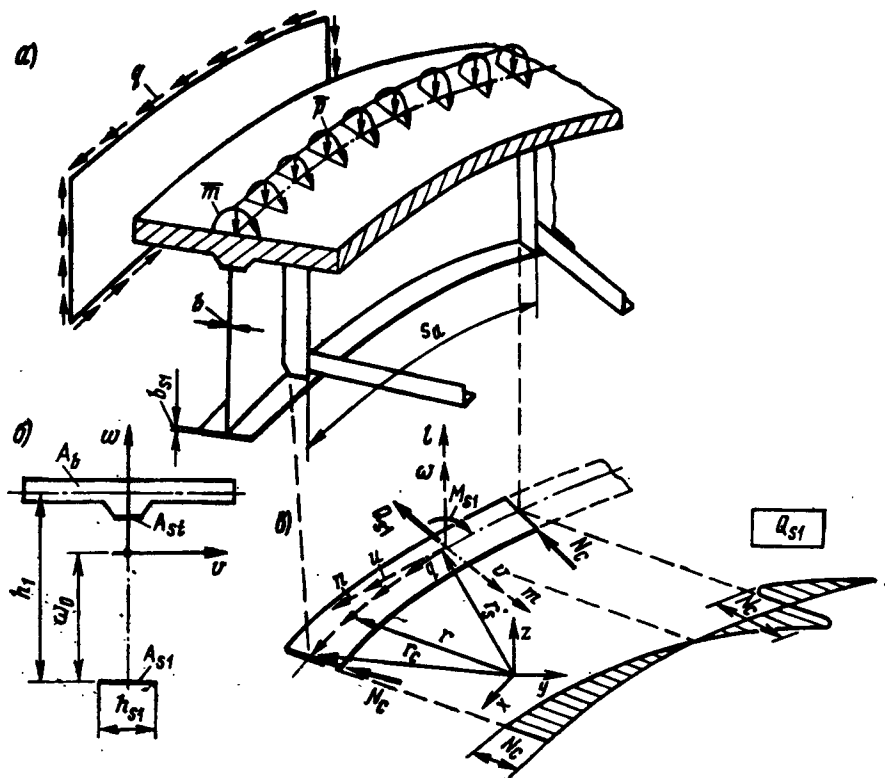


Рис. 11.17. Схема для расчета сталежелезобетонной балки

Момент инерции сечения определяют по формуле

$$I_v = I_v^{(s2)} + A_{s2} (h_1 - w_0)^2 + A_{s1} w_0^2, \quad (11.50)$$

где $I_v^{(s2)}$ — приведенный к стали момент инерции железобетонной плиты верхнего стального пояса относительно их общего центра тяжести; h_1 — расстояние между центрами тяжести верхнего приведенного и нижнего поясов; w_0 — координата центра тяжести всего приведенного сечения балки.

Касательные напряжения в стенке балки

$$\tau = \frac{q}{b} = \frac{QS_{s2}}{I_v b}; S_{s2} = A_{s2} (h_1 - w_0), \quad (11.51)$$

где q — касательные усилия; b — толщина стенки; Q — поперечная сила в сечении; S_{s2} — приведенный к стали статический момент железобетонной плиты и верхнего стального пояса относительно центра тяжести приведенного сечения.

Изгибающий момент и поперечную силу, действующие в плоскости нижнего пояса, можно определять как интеграл от усилий q , действующих вдоль оси пояса. Если ось нижнего пояса задать радиусом-вектором g , то усилия в нем (рис. 11.17, в)

$$M_{s1} = l \int_0^s q (r - r_s) \times dr; Q_{s1} = m \int_0^s q dr, \quad (11.52)$$

а напряжения от этих усилий

$$\sigma = \frac{6M_{s1}}{b_{s1} h_{s1}^2}; \tau = \frac{3Q_{s1}}{2b_{s1} h_{s1}}, \quad (11.53)$$

где g и g_s — текущий радиус-вектор и радиус-вектор рассматриваемого сечения; m, l — единичные векторы осей инерции v и w рассматриваемого сечения; b_{s1} и h_{s1} — толщина и ширина нижнего пояса балки.

Горизонтальная поперечная сила Q_{s2} и изгибающий момент M_{s2} обратны по знаку соответственно Q_{s1} и M_{s1} и определяются от воздействия q аналогичным образом.

Если в уровне нижнего пояса прикрепляют элементы поперечных связей, то продольная сила N_c в них (см. рис. 11.17, в) вызовет скачок в эпюре поперечных сил Q_{s1} . При этом в формуле для определения M_{s1} (11.52) следует учесть дополнительное слагаемое

$$+ l [(r_c - r_s) \times N_c], \quad (11.54)$$

где r_c — радиус-вектор точки приложения силы N_c .

Статически неопределимые криволинейные двутавровые балки рассчитывают, учитывая в канонических уравнениях еще условие неразрывности нижнего пояса.

В том случае, когда рассматриваются криволинейные балки цельнометаллических пролетных строений, следует принимать во внимание, что их верхний пояс не может воспринимать крутящие усилия.

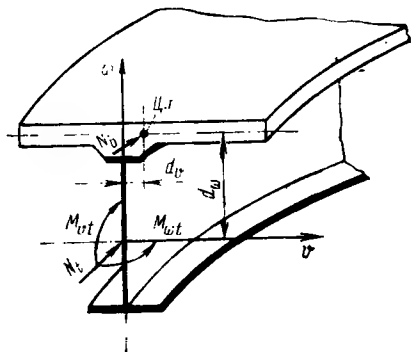
Полные нормальные напряжения в поясах криволинейных балок определяют суммированием величин, получаемых по формулам (11.48) и (11.53), а полные касательные — по формулам (11.53) и (8.76). Каса-

тельные напряжения (11.51) и вертикальные нормальные напряжения (11.44) в стенке могут вызвать появление опасных главных сжимающих напряжений, и поэтому они должны быть проверены по известным формулам сопротивления материалов.

11.6. РАСЧЕТ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КРИВОЛИНЕЙНЫХ БАЛОК С УЧЕТОМ ДЛИТЕЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ БЕТОНА ПЛИТЫ

Балки сталежелезобетонных пролетных строений вследствие длительных деформаций ползучести и усадки бетона, а также неравномерного температурного воздействия получают дополнительные напряжения. Способы учета этих напряжений при расчете прямолинейных сталежелезобетонных пролетных строений в достаточной степени разработаны [26]. В балках с симметричным сечением учет ползучести, усадки и температурных деформаций можно осуществлять, например, методом заменяющих призм [4]. При расчете балок с несимметричным сечением, что характерно для криволинейных пролетных строений, требуется решать сложную систему дифференциальных уравнений [6]. Рассмотрим упрощенную методику учета длительных деформаций от усадки, ползучести и температурного воздействия в балках с несимметричным поперечным сечением.

Железобетонная плита в пролетных строениях эстакад имеет толщину, существенно меньшую, чем высота балок. В этой связи представляется возможным использовать средние напряжения в плите на уровне ее центра тяжести (рис. 11.18). Характер деформаций ползучести в дальнейшем будем учитывать в соответствии с теорией старения. Поэтому можно записать условие, выражающее равенство приращений деформаций $d\epsilon_b$ на уровне центра тяжести железобетонной плиты за время dt относительным деформациям $d\epsilon_{st}$ стальной части сечения на том же уровне, т. е.



$$\begin{aligned} \frac{dN_b}{E_b A_b} + \frac{N_b}{E_b A_b} d\varphi_t + d\epsilon_s = d\epsilon_b = d\epsilon_{st} = \\ = \frac{dN_t - dN_b}{E_{st} A_{st}} + \frac{dM_{vt} - dN_b d_w}{E_{st} I_v} \times \\ \times d_w + \frac{dM_{wt} - dN_b d_v}{E_{st} I_w} d_v, \quad (11.55) \end{aligned}$$

Рис. 11.18. Схема для расчета сталежелезобетонных балок пролетных строений с открытым контуром поперечного сечения с учетом длительных деформаций:

Ц.т. — центр тяжести железобетонной плиты

где N_b — неизвестное переменное усилие в железобетонной плите; E_b — модуль упругости бетона; A_b — площадь поперечного сечения железобетонной плиты; $d\varphi_t$ — приращение характеристики ползучести бетона; $d\epsilon_s$ — приращение суммарной относительной деформации от усадки бетона и изменения его температуры; N_t , M_{vt} , M_{wt} — известные переменные нормальная сила и изгибающие моменты в объединенном сечении, но приложенные в центре тяжести его стальной части; d_v , d_w — координаты центра тяжести железобетонной пли-

ты относительно главных центральных осей v, w стальной части сечения; A_{st} , I_v, I_w — площадь и главные центральные моменты инерции стальной части поперечного сечения с учетом арматуры плиты; E_{st} — модуль упругости стали.

Обозначив производные $N'_b = \frac{dN_b}{d\varphi_l}$ и т.д., преобразуем уравнение (11.55) к виду

$$\left. \begin{aligned} N'_b + BN_b &= \frac{B}{n\mu} \left(N'_t + \frac{A_{st} d_w}{I_v} M'_{vt} + \right. \\ &+ \left. \frac{A_{st} d_v}{I_w} M'_{wt} - \varepsilon'_s E_{st} A_{st} \right); \\ B &= n\mu : \left(1 + n\mu + \frac{A_{st} d_w^2}{I_v} + \frac{A_{st} d_v^2}{I_w} \right); \\ n &= E_{st} : E_b; \mu = A_{st} : A_b. \end{aligned} \right\} \quad (11.56)$$

Выражение (11.56) представляет собой линейное дифференциальное уравнение с постоянными коэффициентами и переменной правой частью. Его решение относительно неизвестного N_b имеет вид

$$N_b = e^{-B\varphi_t} \left[\frac{B}{n\mu} \int^{\varphi_t} \left(N'_t + \frac{A_{st} d_w}{I_v} M'_{vt} + \frac{A_{st} d_v}{I_w} M'_{wt} - \varepsilon'_s E_{st} \times \right. \right. \\ \left. \left. \times A_{st} \right) e^{B\varphi_t} d\varphi_t + \tilde{c} \right], \quad (11.57)$$

где $\tilde{c}$ — постоянная интегрирования.

Если внутренние усилия в сечении не изменяются во времени, а усадка не учитывается, то следует считать

$$N'_t = M'_{vt} = M'_{wt} = \varepsilon'_s = 0, \quad N'_b + BN_b = 0,$$

и тогда усилие в железобетонной плите

$$N_b = N_{b0} e^{-B\varphi_t} = N_{b0} (1 - K); \quad N_{b0} = \sigma_{b0} A_b, \quad (11.58)$$

где N_{b0} — начальное усилие в железобетонной плите; σ_{b0} — начальное напряжение на уровне центра тяжести железобетонной плиты от постоянных нагрузок;

$$K = 1 - e^{-B\varphi_t}.$$

Нормальные напряжения на уровне центра тяжести плиты в произвольный момент времени от постоянных нагрузок можно представить в виде

$$\sigma_b = \sigma_{b0} e^{-B\varphi_t} = \sigma_{b0} (1 - K). \quad (11.59)$$

Усилия, действующие на стальную часть сечения (в том числе и арматуру плиты), приложены в центре ее тяжести и составляют

$$\left. \begin{aligned} N_{st} &= N_t - N_b; \\ M_v &= M_{vt} - N_b d_w; \\ M_w &= M_{wt} - N_b d_v, \end{aligned} \right\} \quad (11.60)$$

а соответствующие им напряжения в точке сечения с координатами v и w

$$\sigma_{st} = \frac{N_{st}}{A_{st}} + \frac{M_v}{I_v} w + \frac{M_w}{I_w} v. \quad (11.61)$$

Чтобы определить усилия, вызванные деформациями усадки ϵ_s , следует принять

$$N_t = M_{vt} = M_{wt} = 0,$$

и тогда усилие в железобетонной плите от усадки с учетом того, что в начальный момент времени $N_b = 0$,

$$N_{bs} = -BE_b A_b e^{-B\varphi_t} \int_0^{\varphi_t} \epsilon'_s e^{B\varphi_t} d\varphi_t.$$

Представим последнее выражение в другом виде:

$$N_{bs} = -\epsilon_{ks} E_b \frac{A_b B}{\epsilon_{ks}} e^{-B\varphi_t} \int_0^{\varphi_t} \epsilon'_s e^{B\varphi_t} d\varphi_t = -\epsilon_{ks} E_b A_b K_s, \quad (11.62)$$

где ϵ_{ks} — конечная относительная деформация усадки бетона;

$$K_s = \frac{B}{\epsilon_{ks}} e^{-B\varphi_t} \int_0^{\varphi_t} \epsilon'_s e^{B\varphi_t} d\varphi_t.$$

Нормальные напряжения от усадки бетона в центре тяжести плиты с учетом выражения (11.62)

$$\sigma_{bs} = -\epsilon_{ks} E_b K_s. \quad (11.63)$$

Усилия и напряжения в стальной части поперечного сечения определяют по формулам (11.60) и (11.61), подставляя в них величину N_{bs} из формулы (11.62).

При суточном цикле изменения температуры конструкции, когда ползучесть бетона не успевает скомпенсировать возникающие температурные напряжения, величину ϵ_{ks} можно рассматривать как температурную деформацию железобетонной плиты:

$$\epsilon_{ks} = \alpha T, \quad (11.64)$$

где α — коэффициент температурного расширения железобетона; T — разность средних по сечению температур железобетона и стали.

Усилие и напряжения в железобетонной плите от температурных деформаций с учетом формулы (11.6)

$$\left. \begin{aligned} N_{bT} &= -\epsilon_{ks} E_b A_b B e^{-B\varphi_t}; \\ \sigma_{bT} &= -\epsilon_{ks} E_b B e^{-B\varphi_t}. \end{aligned} \right\} \quad (11.65)$$

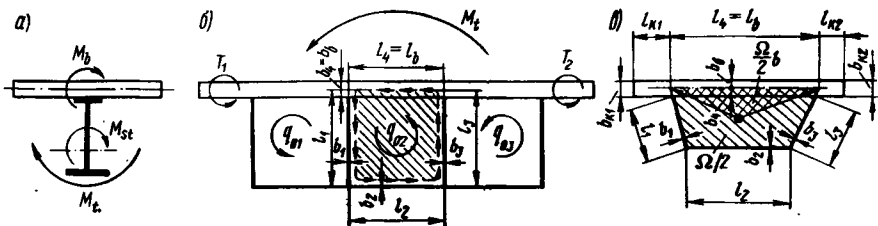


Рис. 11.19. Схема для расчета сталежелезобетонных балок пролетных строений на кручение с учетом длительных деформаций

Коэффициенты K и K_s , входящие в формулы (11.58) и (11.62), определяют из табл. 9.1 и 9.2 при

$$\mu_c = \frac{B}{n(1-B)},$$

где n, B — параметры, вычисляемые по формулам (11.56).

При расчете на воздействие длительных деформаций криволинейных металлических балок моменты инерции I_v , I_w и площадь A_{st} определяют при учете только поясов, так как стенка нормальных напряжений не воспринимает.

Деформации конструкции с учетом длительных процессов определяют по усилиям в стальной части сечения:

$$\gamma_v = \frac{M_v}{E_{st} I_v}; \quad \gamma_w = \frac{M_w}{E_{st} I_w}; \quad \varepsilon_u = \frac{N_{st}}{E_{st} A_{st}}. \quad (11.66)$$

Рассмотрим теперь влияние ползучести бетона плиты на напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонных сечений при кручении балок пролетных строений эстакад.

В пролетных строениях с балками, имеющими открытый контур поперечного сечения, переменный во времени крутящий момент M_t вызывает в железобетонной части сечения деформации ползучести сдвига (рис. 11.19, а). Эти деформации развиваются в соответствии с теми же законами, что приняты при сжатии, но для них должна быть введена другая характеристика ползучести ψ_t .

Дифференциальное уравнение, выражающее равенство приращения угла закручивания $d\gamma_u$ в железобетонной плите и стальной части сечения за момент времени dt , имеет вид

$$\left. \begin{aligned} d\gamma_u &= \frac{dM_b + M_b d\psi_t}{G_b I_{tb}} = \frac{dM_t - dM_b}{G_{st} I_{ts}} \\ \text{или} \quad \frac{dM_b}{d\psi_t} + B M_b &= (1-B) \frac{dM_t}{d\psi_t}, \end{aligned} \right\} \quad (11.67)$$

где M_b — крутящий момент, действующий на железобетонную часть сечения в рассматриваемый момент времени; G_b, G_{st} — модули упругости железобе-

тона и стали; I_{tb} , I_{ts} — моменты инерции на кручение железобетонной и стальной частей сечения;

$$B = \frac{G_{st} I_{ts}}{(G_{st} I_{ts} + G_b I_{tb})}.$$

Решение дифференциального уравнения (11.67) получается следующим:

$$M_b = e^{-B\psi_t} \left[(1-B) \int e^{B\psi_t} \frac{dM_t}{d\psi_t} d\psi_t + C \right]. \quad (11.68)$$

При неизменяющемся во времени крутящем моменте $M_t = \text{const}$ имеем $\frac{dM_t}{d\psi_t} = 0$ и тогда с учетом начальных условий получаем:

$$\left. \begin{aligned} M_b &= M_{b0} e^{-B\psi_t}; \quad M_{st} = M_t - M_b; \\ \tau_b &= \tau_{b0} e^{-B\psi_t}, \end{aligned} \right\} \quad (11.69)$$

где M_{b0} — крутящий момент от постоянных нагрузок в железобетонной части сечения в начальный момент времени; M_{st} — крутящий момент в стальной части сечения в рассматриваемый момент времени; τ_b , τ_{b0} — касательные напряжения в железобетонной плите от кручения в рассматриваемый и начальный моменты времени.

Сложнее, чем открытое, работает при свободном кручении коробчатое сечение и особенно с несколькими замкнутыми контурами. Рассмотрим такое сечение с верхней железобетонной плитой (рис. 11.19, б). Необходимые для расчета на кручение уравнения запишем следующим образом:

$$\sum_{j=1}^n (q_{0j} s_{ij} + q_{0j} \bar{s}_{ij}) - \theta_i G \gamma'_u = 0 \quad (11.70)$$

при $i = 1, 2, \dots, n$;

$$T'_i + T_i \beta_i - \gamma'_u G_i I_{ti} = 0 \quad (11.71)$$

при $i = 1, 2, \dots, k$;

$$\sum_{i=1}^n q_{0i} \theta_i^{np} + \sum_{i=1}^k T_i = M_t, \quad (11.72)$$

где n , k — число замкнутых контуров и консольных свесов плит; q_{0j} — интенсивность потока касательных усилий свободного кручения в замкнутом контуре j ; s_{ij} , $\bar{s}_{ij}$ — приведенная длина стальных и железобетонных элементов поперечного сечения; θ_i — удвоенная площадь i -го замкнутого контура; γ'_u — относительный угол закручивания; T_i , T'_i — крутящий момент, воспринимаемый i -й консолью, и его производная; $\beta_i = \psi_{hi}/\psi_h$ — отношение конечных характеристик ползучести i -го свеса железобетонной плиты к произвольно заданному значению этой характеристики; G_i — модуль сдвига материала i -го свеса плиты; I_{ti} — момент инерции на кручение i -го свеса верхней плиты;

$$\theta_i^{np} = (\Omega_i - \Omega_{ib}) + \Omega_{ib} \frac{G_b}{G};$$

$\Omega_i/2$ — площадь i -го замкнутого контура; Ω_{ib} — площадь участка i -го контура в пределах длины железобетонной плиты; G — модуль сдвига, относительно

но которого осуществляется приведение упругих характеристик сечения; M_t — переменный во времени крутящий момент, действующий на сечение.

Выражение (11.70) представляет собой зависимость изменения во времени потоков касательных усилий q_{0j} в замкнутых контурах от изменения угла закручивания γ'_u , а выражение (11.71) — такую же зависимость между T_i и γ'_u в пределах свесов верхней плиты. Наконец, выражение (11.72) характеризует условие равновесия по крутящим моментам.

Приведенную длину $\bar{s}_{ij}$, принимаемую для участков сечения, обладающих ползучестью на сдвиг, определяем по формуле

$$\bar{s}_{ij} = \sum_{l=1}^p \beta_l s_l, \quad (11.73)$$

где p — число участков с различными упругими характеристиками в пределах совместной длины i -го и j -го контуров; $\beta_l = \frac{\Psi_{kl}}{\Psi_k}$ — отношение характеристик ползучести l -го участка контура.

Например, для среднего контура сечения, изображенного на рис. 11.19, б, имеем:

$$\begin{aligned} s_{12} &= \frac{l_1}{b_1}; \quad s_{22} = \frac{l_1}{b_1} + \frac{l_2}{b_2} + \frac{l_3}{b_3} + \frac{l_b}{b_b}; \\ s_{23} &= -\frac{l_3}{b_3}; \quad \bar{s}_{12} = \bar{s}_{23} = 0; \\ \bar{s}_{22} &= \beta_4 \frac{l_4}{b_4} = \frac{\Psi_{k4}}{\Psi_k} \frac{l_b}{b_b} = \frac{l_b}{b_b}, \end{aligned}$$

где $\Psi_k = \Psi_{k4}$.

Уравнения (11.70) — (11.72) решают с использованием численных методов.

В качестве примера рассмотрим случай одноконтурного коробчатого сечения с верхней железобетонной плитой (рис. 11.19, в). Дифференциальные уравнения (11.70) — (11.72) получают тогда следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} q'_0 s + q_0 s &= \theta G \gamma'_u; \\ T'_1 + T_1 &= G_b I_{t1} \gamma'_u; \\ T'_2 + T_2 &= G_b I_{t2} \gamma'_u; \\ q_0 \theta^{\text{np}} + T_1 + T_2 &= M_t. \end{aligned} \right\} \quad (11.74)$$

Полагая $\Psi_k = \Psi_{k4}$, получим:

$$\begin{aligned} s &= \frac{l_1}{b_1} + \frac{l_2}{b_2} + \frac{l_3}{b_3} + \frac{l_4}{b_4}; \quad \bar{s} = \frac{l_4}{b_4} = \frac{l_b}{b_b}; \\ I_{t1} &= \frac{b_{k1} I_{k1}^2}{3}; \quad I_{t2} = \frac{b_{k2} I_{k2}^2}{3}; \\ \theta^{\text{np}} &= (\Omega - \Omega_b) + \Omega_b \frac{G_b}{G}. \end{aligned}$$

Заметим, что площадь Ω_b ограничена осью железобетонной плиты и радиусами-векторами, проведенными из точки (например, центр изгиба), относительно которой определяют крутящие моменты (см. рис. 11.19, в).

Сложив второе и третье уравнения из формулы (11.74), обозначим

$$T' = T'_1 + T'_2; T = T_1 + T_2. \quad (11.75)$$

Подставив теперь выражения (11.75) и четвертое уравнение из формулы (11.74) в первое уравнение из формулы (11.74), получим дифференциальное уравнение относительно T , т. е.

$$T' + BT = B_1 M'_t + B_2 M_t. \quad (11.76)$$

Величины B , B_1 , и B_2 определяем следующим образом:

$$B = \frac{G\theta\theta^{np} + \bar{s}G_b (I_{t1} + I_{t2})}{G\theta\theta^{np} + sG_b (I_{t1} + I_{t2})};$$

$$B_1 = \frac{G_b s (I_{t1} + I_{t2})}{G\theta\theta^{np} + sG_b (I_{t1} + I_{t2})};$$

$$B_2 = \frac{G_b \bar{s} (I_{t1} + I_{t2})}{G\theta\theta^{np} + sG_b (I_{t1} + I_{t2})}.$$

Решая уравнение (11.76), получим

$$T = T_0 e^{-B\psi_t} + e^{-B\psi_t} \int_0^{\psi_t} e^{B\psi_t} (M'_t B_1 + M_t B_2) d\psi_t, \quad (11.77)$$

где T_0 — суммарный крутящий момент в обоих свесах плиты в начальный момент времени; M_t , M'_t — крутящий момент, действующий на сечение, и его первая производная; $d\psi_t$ — приращение характеристики ползучести за момент времени dt .

Крутящий момент, воспринимаемый свесом плиты, определяют по формуле

$$T_i = T \frac{I_{ti}}{I_{t1} + I_{t2}}. \quad (11.78)$$

Поток касательных усилий в замкнутом контуре определяют из уравнения равновесия:

$$q_0 = \frac{M_t - T}{\theta^{np}}, \quad (11.79)$$

а касательные напряжения на любом i -м участке контура

$$\tau_{ti} = \frac{q_0}{b} \frac{G_i}{G}, \quad (11.80)$$

где G_i , G — модули сдвига материала i -го свеса плиты и модуль сдвига, относительно которого осуществляется приведение упругих характеристик сечения; b — толщина стенки или плиты.

В том случае, когда внешний крутящий момент не изменяется со временем, т. е. $M_t = T$, выражение (11.77) переписывается в виде

$$T = T_0 e^{-B\psi_t} + TB_2(1 - e^{-B\psi_t}). \quad (11.81)$$

Если сечение не имеет консолей верхней плиты и, значит, $T = 0$, и, кроме того, внешний крутящий момент не изменяется со временем, то касательные усилия q_0 и напряжения τ_t также остаются неизменными. Это свидетельствует о том, что при данных условиях ползучесть не изменяет напряженного состояния. Изменяющиеся при этом угловые деформации характеризуются относительным углом закручивания:

$$\gamma_u = \frac{1}{G\theta} \int_0^{\psi_t} (q'_0 s + q_0 \bar{s}) d\psi_t + \gamma_{u0}, \quad (11.82)$$

где γ_{u0} — относительный угол закручивания в начальный момент времени.

При постоянном потоке q_0 выражение (11.82) приобретает вид

$$\gamma_u = \gamma_{u0} + \frac{q_0 \bar{s}}{G\theta} \psi_t. \quad (11.83)$$

В первом приближении можно полагать, что нормальные и касательные напряжения от стесненного кручения не изменяются при протекании ползучести бетона плиты.

Расчет балок пролетных строений статически неопределимых систем с учетом влияния ползучести бетона можно производить методами, аналогичными ранее изложенным (см. п. 9.2), но с определением усилий и перемещений по формулам данного параграфа.

11.7. УЧЕТ ДЕФОРМАЦИЙ КОНТУРА ПРИ РАСЧЕТЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОРРОБЧАТЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ НА КРУЧЕНИЕ

При расчете на кручение металлических коробчатых пролетных строений эстакад, усиленных промежуточными связями и диафрагмами, обычно считают, что контур поперечных сечений остается недеформируемым. Если принять во внимание тот факт, что не существует четких граней применимости теории расчета, не учитывающей искажений контура, то в общем случае правильнее полагать, что при воздействии эксцентричной нагрузки контур тонкостенной коробчатой балки в сечениях между связями или диафрагмами деформируется.

По действующим нормам [25] учет деформаций контура в металлических пролетных строениях необходим при отношении длины пролета к ширине несущей конструкции менее 4.

Напряженно-деформированное состояние, соответствующее кососимметричным деформациям контура (см. п. 7.1), во многом определяется конструкцией поперечных диафрагм или связей и интервалом их расстановки. В цельнометаллических и сталежелезобетонных пролетных строениях применяют сплошные одно- и двухстенчатые диафрагмы.

мы, а также решетчатые связи (см. п. 10.3). Уменьшению деформативности контура способствуют и поперечные рамы жесткости, образуемые поперечными балками (ребрами) плнт и вертикальными ребрами жесткости стенок коробчатых пролетных строений (рис. 11.20, а).

Одностенчатые диафрагмы и поперечные связи по своему назначению должны исключать деформации контура в том сечении, где они установлены. Из-за своей сравнительно невысокой изгибной жесткости из плоскости они не препятствуют передаче деформаций из одного отсека, ограниченного смежными поперечными элементами, в другой или из пролета в пролет. Таким образом, одностенчатые диафрагмы и решетчатые связи могут быть представлены в расчетной схеме как жесткие опоры.

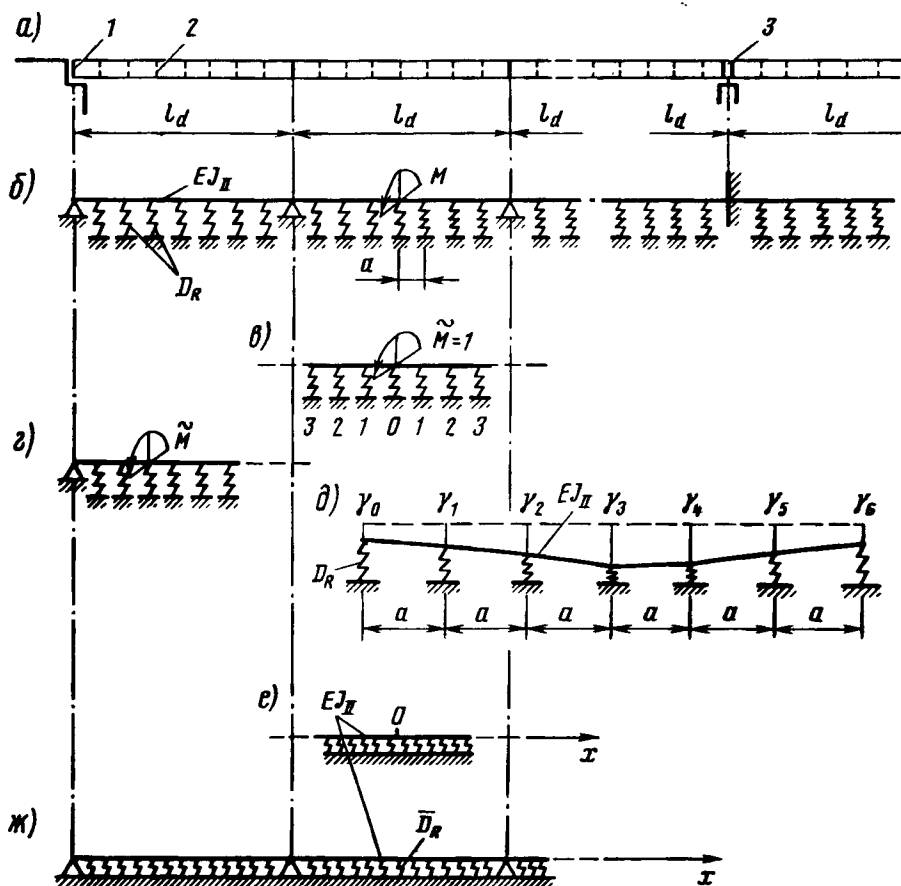


Рис. 11.20. Схемы для расчета металлических коробчатых пролетных строений на деформацию контура:

1 — одностенчатые диафрагмы и решетчатые связи; 2 — поперечные рамы жесткости; 3 — двухстенчатая диафрагма

Двухстенчатые диафрагмы, устраиваемые главным образом в опорных сечениях, существенно затрудняют передачу деформаций от деформаций контура из одного пролета в другой, и поэтому их в расчетной схеме можно представлять в виде заделок. Поперечные рамы, обладающие наименьшей жесткостью как в плоскости, так и из плоскости поперечного сечения по сравнению с диафрагмами и связями, уменьшают, но не исключают полностью деформации контура. В связи с этим при расчете на деформацию контура они могут рассматриваться как упруго-податливые опоры.

Таким образом, основываясь на отмеченных выше представлениях, схему металлического пролетного строения при расчете на деформацию контура принимают в общем случае в виде неразрезной балки на жестких и упругоподатливых опорах (рис. 11.20, б). При этом жесткость балки принимается равной EI_{II} , а жесткость поперечных рам в расчетной схеме — равной D_R . Будем считать, что шаг расположения поперечных связей и диафрагм, а также поперечных рам жесткости постоянен и соответственно составляет l_d и a (см. рис. 11.20, а, б).

В ряде случаев представленная на рис. 11.20, б расчетная схема может быть упрощена. Так, при расчете сечений, расположенных в средней части участка между диафрагмами или связями, включающего шесть или более поперечных рам, схема может быть принята в виде неразрезной балки на упругооседающих опорах (рис. 11.20, в). В данном случае влиянием сплошных диафрагм или связей на деформацию контура в средней части отсека между ними пренебрегаем. При рассмотрении сечений, расположенных вблизи опорных диафрагм, расчетную схему приближенно можно представить в виде неразрезной балки на упругооседающих опорах и с жестким опиранием на одном конце (рис. 11.20, г).

Рассмотрим расчетную схему, изображенную на рис. 11, 20, в. Чтобы воспользоваться аналогией с решением задачи об изгибе неразрезных балок на упругооседающих опорах, примем допущение о линейной зависимости между углом искажения контура сечения и значением прикладываемой деформирующей нагрузки. Под действием внешней нагрузки сечения, где устроены поперечные рамы, будут искажаться. При этом каждое такое сечение можно характеризовать углом искажения γ_i (рис. 11.20, д). Исходя из принятой аналогии для упругой опоры 3 можно записать следующее уравнение:

$$B_{II2} \frac{a}{6EI_{II}} + 2B_{II3} \frac{a}{3EI_{II}} + B_{II4} \frac{a}{6EI_{II}} = \frac{2\gamma_3 - \gamma_2 - \gamma_4}{a}, \quad (11.84)$$

где B_{II2} , B_{II3} , B_{II4} — опорные деформирующие бимоменты.

При этом свободные члены уравнения (11.84) записаны исходя из допущения, что угол искажения изменяется линейно на участке между двумя смежными упругими опорами.

Для реакции i -й упругой опоры

$$C_{IIi} = \frac{B_{IIi-1} - 2B_{IIi} + B_{IIi+1}}{a}, \quad (11.85)$$

и тогда можно записать, что

$$\gamma_i = \frac{C_{II\ i}}{D_R}. \quad (11.86)$$

Подставив выражения (11.85) и (11.86) в исходное уравнение (11.84) и умножив затем все члены на $D_R a^2$, после преобразований получим

$$B_{II\ 1} + B_{II\ 2} \left(\frac{1}{\alpha_{II}} - 4 \right) + B_{II\ 3} \left(\frac{4}{\alpha_{II}} + 6 \right) + B_{II\ 4} \left(\frac{1}{\alpha_{II}} - 4 \right) + B_{II\ 5} = 0, \quad (11.87)$$

$$\text{где } \alpha_{II} = \frac{6EI_{II}}{D_R a^3}. \quad (11.88)$$

Применяя пятичленное уравнение (11.87) к расчетной схеме рис. 11.20, в при $\tilde{M} = 1$, получаем систему уравнений, из решения которой определяем опорные деформирующие бимоменты. Для средней упругой опоры O и любой i -й соответственно имеем:

$$\left. \begin{aligned} B_{II\ 0} &= 2a(\tilde{B}_{II\ 0} - \tilde{B}_{II\ 1}); \\ B_{II\ i} &= a(2\tilde{B}_{II\ i} - \tilde{B}_{II\ i-1} - \tilde{B}_{II\ i+1}). \end{aligned} \right\} \quad (11.89)$$

Силовые параметры $\tilde{B}_{II\ 0}$, $\tilde{B}_{II\ 1}$ и $\tilde{B}_{II\ i}$, входящие в формулу (11.89), находим по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} \tilde{B}_{II\ 0} &= \frac{\alpha_{II}(\varphi' + 1)}{6\varphi'\varphi''}; \quad \tilde{B}_{II\ 1} = \tilde{B}_{II\ 0} \frac{h_1}{1 - h_2}; \\ \tilde{B}_{II\ i} &= h_1 \tilde{B}_{II\ i-1} + h_2 \tilde{B}_{II\ i+2} \text{ при } i = 2, 3, 4, \dots; \\ h_1 &= \frac{2(\varphi' - 1)}{1 + \varphi' + \varphi''}; \quad h_2 = -\frac{1 + \varphi' - \varphi''}{1 + \varphi' + \varphi''}; \\ \varphi' &= \sqrt{\frac{1 + 8\alpha_{II}}{3}}; \quad \varphi'' = \sqrt{\frac{4}{3} + 2\varphi'}. \end{aligned} \right\} \quad (11.90)$$

Зная спорные деформирующие бимоменты, по формуле (11.85) можно определить усилия C_{II} в поперечных рамах. Усилие в поперечной раме, над которой приложен внешний деформирующий момент $\tilde{M}$, определяем по формуле

$$C_{II\ 0} = 1 - \frac{2}{a}(B_{II\ 1} - B_{II\ 0}). \quad (11.91)$$

Для расчетной схемы с бесконечным числом упругих опор эпюры, определяемые формулами (11.89) и (11.91), совпадают при $\tilde{M} = 1$ с соответствующими линиями влияния.

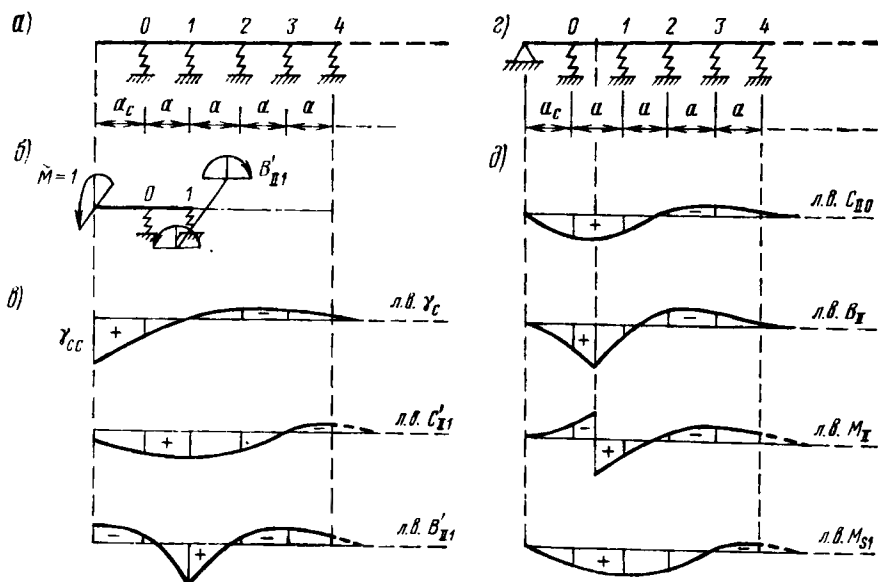


Рис. 11.21. Схемы и линии влияния для расчета приопорных участков коробчатых пролетных строений на деформацию контура

Для построения линий влияния B_{II} и M_{II} в сечении между поперечными рамами i и $i+1$ следует применить следующие формулы:

$$\left. \begin{aligned} \text{л. в. } B_{II} &= \text{л. в. } B_{II}^0 + \frac{1}{2} (\text{л. в. } B_{IIi} + \text{л. в. } B_{IIi+1}); \\ \text{л. в. } M_{II} &= \text{л. в. } M_{II}^0 + \frac{1}{l_d} (\text{л. в. } B_{IIi+1} - \text{л. в. } B_{IIi}), \end{aligned} \right\} \quad (11.92)$$

где л. в. B_{II}^0 и л. в. M_{II}^0 — линии влияния соответствующих усилий в сечении однопролетной балки с пролетом, равным расстоянию между смежными поперечными рамами жесткости.

Рассмотрим теперь расчетную схему, приведенную на рис. 11.20, г. Если вначале предположить, что крайняя жесткая опора отсутствует (рис. 11.21, а), то, разрезав балку над упругой опорой 1 (рис. 11.21, б) и заменив действие отброшенной правой части деформирующим бимоментом B'_{II1} , можно записать следующее выражение для линии влияния угла искажения γ_c на конце консоли (рис. 11.21, в):

$$\text{л. в. } \gamma_c = \text{л. в. } C'_{II0} \frac{a+a_c}{D_R a} - \text{л. в. } C'_{II1} \frac{a_c}{D_R a} - \text{л. в. } B'_{II1} \frac{aa_c}{6EI_{II}}, \quad (11.93)$$

где a_c — расстояние от опорной диафрагмы до первой поперечной рамы; a — расстояние между промежуточными поперечными рамами (см. рис. 11.21, а).

Линии влияния C'_{II0} , C'_{II1} и B'_{II1} (см. рис. 11.21, в) определяют по аналогии с линиями влияния опорных реакций R_0 , R_1 , а также опор-

ного изгибающего момента M_1 в неразрезной балке на упругооседающих опорах и работающей на изгиб.

Возвращаясь к расчетной схеме с жесткой крайней опорой, для усилия (деформирующего момента) в опорной диафрагме X_{II} запишем:

$$\text{л. в. } X_{II} = \frac{1}{\gamma_{cc}} \text{ л. в. } \gamma_c, \quad (11.94)$$

где γ_{cc} — ордината линии влияния γ_c на конце консоли.

Через X_{II} могут быть выражены линии влияния усилий в поперечных рамах C_{IIi} , а также других силовых факторов (деформирующих би-моментов и моментов B_{II} и M_{II}) в произвольном сечении исходной расчетной схемы по формулам (рис. 11.21, з, д):

$$\text{л. в. } C_{IIi} \quad \text{л. в. } C'_{IIi} = \text{л. в. } \gamma_c \frac{C_{IIic}}{\gamma_{cc}}; \quad (11.95)$$

$$\text{л. в. } S_{II} = \text{л. в. } S'_{II} = \text{л. в. } \gamma_c \frac{S'_{IIc}}{\gamma_{cc}}, \quad (11.96)$$

где C_{IIic} — ордината линии влияния C'_{IIi} в конечном сечении; л. в. S'_{II} , S'_{IIc} — линии влияния силовых факторов (B'_{II} , M'_{II}) в рассматриваемом сечении при отсутствии опорной диафрагмы и ордината соответствующей линии влияния в конечном сечении.

Как при использовании расчетной схемы рис. 11.20, в, так и схемы рис. 11.20, з линии влияния поперечных изгибающих моментов M_z определяют через линии влияния углов искажения γ в соответствии с формулой (7.34).

При расчете на деформацию контура металлических коробчатых пролетных строений изложенным выше способом поперечные рамы жесткости учитывают дискретно, что усложняет вычисления. Можно, однако, воспользоваться также приемом, применяемым ранее при расчете железобетонных коробчатых пролетных строений, основанном на использовании аналогии с расчетом изгибаемых балок на сплошном упругом основании. Для этого необходимо рассматриваемое коробчатое пролетное строение с промежуточными поперечными рамами жесткости заменить некоторым эквивалентным пролетным строением без них. Это может быть приближенно обеспечено при распределении жесткости промежуточных рам по всей длине пролета, в результате чего будем иметь эквивалентную коробчатую балку без промежуточных рам с жесткостью поперечного сечения

$$\bar{D}_R = EI_R + \frac{D_R}{a}, \quad (11.97)$$

где EI_R — рамная жесткость, определяемая по формуле (7.33).

Введем обозначение:

$$\bar{\lambda}_{II} = \sqrt[4]{\frac{\bar{D}_R}{4EI_{II}}}. \quad (11.98)$$

Если $\bar{\lambda}_{11} l_d > 4$, то расчетная схема должна быть принята по аналогии с изгибаемыми балками бесконечной длины на упругом основании (см. рис. 11.20, *г*). Если $\bar{\lambda}_{11} l_d < 4$, при гибких опорных диафрагмах расчетную схему принимают по аналогии с неразрезными балками на упругом основании (см. рис. 11.20, *ж*). Методика расчета, а также формулы для определения усилий и перемещений при использовании указанных расчетных схем приведены в п. 7.3.

Заметим, что при расчете средних участков пролетных строений, когда $\bar{\lambda}_{11} l_d > 4$, значение деформирующего бимоента получается одинаковым как в сечении над поперечными рамами, так и между ними. С целью уточнения получаемых результатов ординаты линии влияния B_{11i} в сечении над i -й поперечной рамой жесткости следует определять по формуле

$$\text{л. в. } B_{11i} = \frac{1}{4\bar{\lambda}_{11}} e^{-\bar{\lambda}_{11} x} (\cos \bar{\lambda}_{11} x - \sin \bar{\lambda}_{11} x) \eta, \quad (11.99)$$

$$\text{где } \eta = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{\bar{\lambda}_{11} l + \psi} \right);$$

$$\psi = e^{-\frac{\bar{\lambda}_{11} l_d}{2}} \left(\cos \bar{\lambda}_{11} \frac{l_d}{2} - \sin \bar{\lambda}_{11} \frac{l_d}{2} \right).$$

Поэтому ординаты линии влияния B_{11} в сечении между смежными рамами должны определяться по первой из формул (11.92). Определяя по линиям влияния B_{11} и M_{11} усилия от внешних нагрузок (см. п. 7.1), можно затем вычислить и соответствующие напряжения по формулам (7.30).

11.8. РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ КОРОБЧАТЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Поперечные элементы конструкции коробчатых пролетных строений (поперечные рамы жесткости, связи и диафрагмы) воспринимают при работе на кручение поперечные изгибающие моменты, возникающие при искажениях контура. Определению поперечных изгибающих моментов должно предшествовать вычисление рамной жесткости сечений, усиленных поперечными элементами. В связи с этим выделим из коробчатой балки пролетного строения участок единичной длины в том сечении, где установлена поперечная рама жесткости (рис. 11.22, *а*). Рамная жесткость выделенной рамы

$$D_R = \int \frac{\bar{M}_s^2}{EI_d} ds, \quad (11.100)$$

где $\bar{M}_s$ — эпюра поперечных изгибающих моментов при деформациях контура, характеризующихся углом перекоса $\gamma_b = 1$ (рис. 11.22, *б*); I_d — момент инерции рамы жесткости (см. рис. 11.21, *а*), состоящей из верхнего элемента с моментом инерции I_{d0} , нижнего I_{du} и боковых элементов I_{dw} .

Для определения эпюры $\bar{M}_s$ поступим следующим образом. Учитывая кососимметричную форму искажения контура, будем рассматривать не замкнутую раму, а только ее половину, представляемую в виде П-образной двухшарнирной рамы (рис. 11.22, в). Приложим к узлу образованной рамы силу $P = 1$ и определим от этого воздействия угол перекоса γ_b . При этом соответствующая этому состоянию эпюра изгибающих моментов $\bar{M}$ (см. рис. 11.22, в) будет иметь ординаты, в γ_b раз отличающиеся от ординат искомой эпюры $\bar{M}_s$, т. е.

$$\bar{M}_s - \bar{M} \frac{\gamma_b}{\gamma_b} = \frac{\bar{M}}{\gamma_b} \text{ при } \gamma_b = 1. \quad (11.101)$$

При расчете П-образной рамы методом сил

$$\delta_{11} X + \Delta_{10} = 0, \quad (11.102)$$

где $\delta_{11} = \int \frac{\bar{M}_1^2}{EI_d} ds$ — единичное перемещение; $\Delta_{10} = \int \frac{\bar{M}_1 \bar{M}_0}{EI_d} ds$ — грузовое перемещение;

$\bar{M}_0$ — эпюра моментов в основной системе от единичной нагрузки, приложенной в узле рамы (рис. 11.22, з); $\bar{M}_1$ — эпюра моментов в основной системе от неизвестного $X = 1$ (рис. 11.22, д); E — модуль упругости материала рамы жесткости.

Для приведенных на рис. 11.22, з, д эпюр $\bar{M}_0$ и $\bar{M}_1$ единичное и грузовое перемещения в долях EI_{d0} запишутся так:

$$\left. \begin{aligned} EI_{d0} \delta_{11} &= \frac{I_{d0}}{I_{du}} \frac{a}{6} + \frac{I_{d0}}{I_{dw}} b + \frac{a}{6}; \\ EI_{d0} \Delta_{10} &= -\frac{I_{d0}}{I_{du}} \frac{a^2}{12} - \frac{I_{d0}}{I_{dw}} \frac{ab}{4}. \end{aligned} \right\} \quad (11.103)$$

Из уравнения (11.102) с учетом уравнения (11.103)

$$X = -\frac{\Delta_{10}}{\delta_{11}} = \frac{\frac{aI_{d0}}{6I_{du}} + \frac{bI_{d0}}{2I_{dw}}}{\frac{I_{d0}a}{6I_{du}} + \frac{2bI_{d0}}{aI_{dw}}}. \quad (11.104)$$

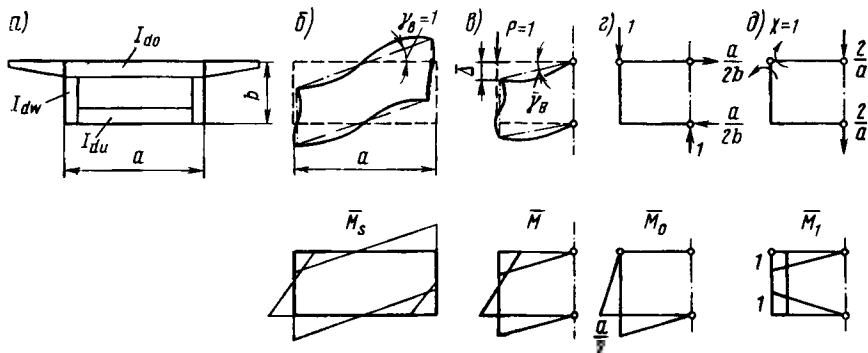


Рис. 11.22. Схемы и эпюры для расчета поперечных рам жесткости

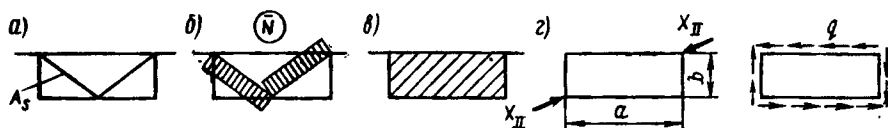


Рис. 11.23. Схемы и эпюры продольных сил для расчета поперечных связей и диафрагм

С учетом выражения

$$\bar{M} = \bar{M}_0 + X \bar{M}_1 \quad (11.105)$$

получаем эпюру изгибающих моментов $\bar{M}$.

Найдем теперь вертикальное перемещение узла П-образной рамы от воздействия силы $P = 1$, приложенной к этому узлу:

$$\bar{\Delta} = \int \frac{\bar{M} \bar{M}_0}{EI_d} ds. \quad (11.106)$$

Через перемещение $\bar{\Delta}$ можно определить и величину $\bar{\gamma}_b$, т. е.

$$\bar{\gamma}_b = \frac{2\bar{\Delta}}{a}. \quad (11.107)$$

Возвращаясь к формуле (11.101) и учитывая выражение (11.107), можно построить требуемую эпюру поперечных изгибающих моментов $\bar{M}_s$ в замкнутой раме, а затем по формуле (11.100) вычислить рамную жесткость сечения с поперечными рамами.

Определив далее усилие C_{II} , передаваемое на рассматриваемую поперечную раму, загрузением соответствующей линии влияния (см. п. 11.7) можно определить в ней поперечные изгибающие моменты от внешней нагрузки по формуле

$$M_s = \frac{C_{II}}{D_R} \bar{M}_s, \quad (11.108)$$

где D_R — рамная жесткость; $\bar{M}_s$ — поперечные изгибающие моменты при деформациях контура, характеризующихся углом перекоса $\gamma_b = 1$ (см. рис. 11.22, б).

По найденным поперечным изгибающим моментам производится потом проверка прочности элементов поперечных рам.

Если в поперечном сечении установлены решетчатые связи (рис. 11.23, а), то усилия в них определяют по формуле

$$N_s = \frac{C_{II}}{D'_R} \bar{N}, \quad (11.109)$$

где $\bar{N}$ — ординаты эпюры нормальных сил в стержнях связей от перекоса контура сечения пролетного строения на угол $\gamma_b = 1$ (рис. 11.23, б); D'_R — рамная жесткость сечения.

Ее определяют по следующей формуле:

$$D'_R = \int \frac{\bar{N}^2}{EA_s} ds, \quad (11.110)$$

где A_s — площадь поперечного сечения стержней связей.

По значению усилий, определяемых формулой (11.109), можно проверить их прочность.

Для приближенной оценки напряжений в сплошностенчатых опорных диафрагмах (рис. 11.23, в) может быть использована следующая формула:

$$\tau = \sigma_{\max} = \frac{X_{II}}{\delta_d \sqrt{a^2 + b^2}}, \quad (11.111)$$

где X_{II} — усилие (деформирующий момент), передаваемое на диафрагму; δ_d , a , b — толщина, ширина и высота диафрагмы (рис. 11.23, г).

Определив напряжение в диафрагме, можно произвести проверку ее прочности.

11.9. РАСЧЕТ КОСЫХ КОРОБЧАТЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Косина, так же как и фактор кручения, может существенным образом влиять на общее напряженно-деформированное состояние металлических коробчатых пролетных строений. Достаточно точный расчет косых коробчатых пролетных строений обеспечивает метод конечных элементов. Для приближенной же оценки работы косых пролетных строений под нагрузками может быть рекомендована методика [31], изложенная дальше.

Методика позволяет производить расчет косых коробчатых пролетных строений одноконтурного сечения или с отдельными одноконтурными балками, объединенными поверху стальной или железобетонной плитой проезжей части при использовании поперечного распределения, например по обобщенному методу внецентренного сжатия (см. п. 6.4). Предполагается, что контур поперечных сечений по всей длине пролетов под воздействием внешних нагрузок остается недеформируемым, и к пролетному строению применимо понятие тонкостенного стержня. В соответствии с излагаемой методикой косое коробчатое пролетное строение представляется стержнем пролетом l , по концам которого имеются бесконечно жесткие косоопирающиеся по отношению к продольной оси x поперечные стержни (рис. 11.24, а, б). За основную принимают стержневую систему (рис. 11.24, в), в которой неизвестными считают вертикальные силы Y , приложенные по концам косых поперечных стержней. Силы Y , действующие с плечом a , передают на коробчатую балку изгибающий момент, равный Ya . Одновременно эти же силы образуют с плечом b закручивающий момент, равный Yb , что уменьшает реакции R_a , возникающие при изгибе коробчатой балки в остром углу и увеличивает реакции R_b в тупом углу.

Для определения неизвестных Y запишем выражения для угловых перемещений в узле o . Под воздействием эксцентрично приложенной

нагрузки q ось пролетного строения повернется в вертикальной плоскости на угол ψ_0 в узле o (рис. 11.25) и на угол ψ_k в узле k . Тогда будет справедливо выражение вида

$$\psi_0 + \psi_k = \int_0^l \frac{M}{EI} dx,$$

где M — эпюра изгибающих моментов; E — модуль упругости материала пролетного строения; I — момент инерции поперечного сечения.

Концевое сечение пролетного строения под внешней нагрузкой будет поворачиваться в горизонтальной плоскости на угол φ_0 . При этом угол поворота, вызванный изгибом пролетного строения,

$$\varphi_{0u} = \frac{a}{b'} (\psi_0 + \psi_k) = \frac{a}{b'} \int_0^l \frac{M}{EI} dx, \quad (11.112)$$

а вызванный крутящим моментом M_t

$$\varphi_{0k} = -\frac{b}{b'} \int_0^l \frac{M_t}{GI_t} dx, \quad (11.113)$$

где b' — ширина контура поперечного сечения по косому направлению; G — модуль сдвига материала пролетного строения; I_t — момент инерции поперечного сечения на кручение.

Одновременно можно записать выражения для углов поворота концевой сечения в горизонтальной плоскости, обусловленные воздействием сил Y . От действия изгибающего момента Ya и закручивающего момента Yb соответственно имеем:

$$\varphi_{YH} = \frac{a^2}{b'} Y \int_0^l \frac{1}{EI} dx, \quad (11.114)$$

$$\varphi_{YK} = \frac{b^2}{b'} Y \int_0^l \frac{1}{GI_t} dx. \quad (11.115)$$

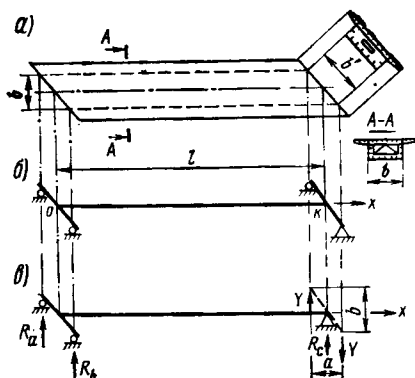


Рис. 11.24. Расчетная схема и основная система косого коробчатого пролетного строения

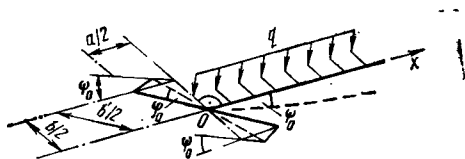


Рис. 11.25. Перемещения опорного сечения расчетной схемы

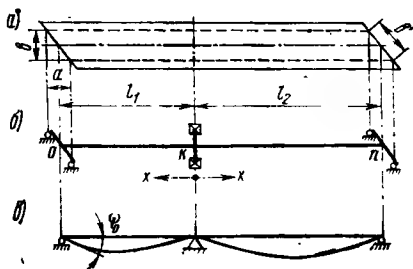


Рис. 11.26. Схемы для расчета неразрезного косого коробчатого пролетного строения

Учитывая формулы (11.114)—(11.115) и исходя из условия

$$\Psi_{OI} + \Psi_{OK} = -\Psi_{YI} + \Psi_{YK}, \quad (11.116)$$

получим

$$Y = - \frac{a \int_0^l \frac{M}{EI} dx + b \int_0^l \frac{M_t}{GI_t} dx}{a^2 \int_0^l \frac{1}{EI} dx + b^2 \int_0^l \frac{1}{GI_t} dx}. \quad (11.117)$$

Для двухпролетного балочно-неразрезного косоугольного пролетного строения, нормально опертого на промежуточной опоре (рис. 11.26, а), неизвестными будут парные реакции Y_1 и Y_2 на крайних опорах. Определение этих сил производится аналогично изложенному выше способу.

Угол поворота косых опорных стержней в первом пролете расчетной схемы (рис. 11.26, б) определяется выражением

$$\Psi_0 = -\frac{a}{b'} \Psi_{OI} + \frac{b}{b'} \Psi_{OK}, \quad (11.118)$$

$$\text{где } \Psi_{OI} = \frac{1}{I_1} \int_0^k \frac{Mx}{EI_1} dx; \quad (11.119)$$

$$\Psi_{OK} = \int_0^k \frac{M_t}{GI_{t1}} dx. \quad (11.120)$$

При этом через I_1 и I_{t1} обозначены моменты инерции поперечных сечений на изгиб и кручение в первом пролете, а через M и M_t — эпюры изгибающих и крутящих моментов от внешней нагрузки в заданной системе. Перемещения Ψ_0 (рис. 11.26, в), вызванные парными неизвестными $Y_1 = 1$ и $Y_2 = 1$, определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \Psi_{Y_1 \text{ И}} &= \frac{1}{I_1} \int_0^k \frac{\bar{M}_1 x}{EI_1} dx; \\ \Psi_{Y_2 \text{ И}} &= \frac{1}{I_1} \int_0^k \frac{\bar{M}_2 x}{EI_1} dx; \\ \Psi_{Y_1 \text{ К}} &= \int_0^k \frac{\bar{M}_{t1}}{GI_{t1}} dx = \int_0^k \frac{b}{GI_{t1}} dx, \end{aligned} \right\} \quad (11.121)$$

где $\bar{M}_1$ и $\bar{M}_2$ — эпюры изгибающих моментов от $Y_1 = 1$ и $Y_2 = 1$ в основной системе; $\bar{M}_{t1}$ — эпюра крутящих моментов от $Y_1 = 1$ в основной системе.

Как и ранее, исходя из равенства (11.116) и учитывая (11.118)—(11.120), получим уравнение относительно неизвестных Y_1 и Y_2 , т. е.

$$Y_1 \left[\frac{a}{l_1} \int_0^k \frac{\bar{M}_1 x}{EI_1} dx + b^2 \int_0^k \frac{dx}{GI_{t1}} \right] + Y_2 \frac{a}{l_1} \int_0^k \frac{\bar{M}_2 x}{EI_1} dx =$$

$$= - \left[\frac{a}{l_1} \int_0^k \frac{Mx}{EI_1} dx + b \int_0^k \frac{M_t}{GI_t} dx \right]. \quad (11.122)$$

Совершенно аналогичным образом можно получить уравнение относительно неизвестных Y_1 и Y_2 исходя из равенства (11.116), записанного для перемещений концевого сечения n . Не приводя промежуточных выкладок, дадим его в окончательном виде:

$$Y_1 \frac{a}{l_2} \int_k^n \frac{\bar{M}_1 x}{EI_2} dx + Y_2 \left[\frac{a}{l_2} \int_k^n \frac{\bar{M}_2 x}{EI_2} dx + b^2 \int_k^n \frac{dx}{GI_{t2}} \right] =$$

$$= - \left[\frac{a}{l_2} \int_k^n \frac{Mx}{EI_2} dx + b \int_k^n \frac{M_t}{GI_{t2}} dx \right]. \quad (11.123)$$

Решая совместно уравнения (11.122) и (11.123), находят Y_1 и Y_2 . Затем в сечениях пролетного строения с использованием теории тонкостенных стержней могут быть определены нормальные и касательные напряжения от изгиба и кручения, а также вызванные косиной. Нормальные напряжения за счет косины пролетного строения определяют от изгибающего момента

$$M^{sb} = Y_1 a,$$

а касательные напряжения за счет косины — от крутящего момента

$$M_t^{ks} = Y_2 b.$$

Расчеты показывают, что для стальных коробчатых пролетных строений напряжения, вызванные влиянием косины, могут быть соизмеримы с соответствующими изгибными напряжениями, вызванными от временных нагрузок. При этом касательные напряжения от косины могут превышать по значению касательные напряжения от изгиба.

11.10. УСТОЙЧИВОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Несущая способность элементов пролетных строений может исчерпаться не в результате разрушения по прочности, а из-за потери их устойчивости. В связи с этим пластинчатые элементы (плиты или стенки) сплошностенчатых пролетных строений эстакад и путепроводов должны быть проверены на общую и местную устойчивость. При этом в соответствии с условиями работы расчет должен производиться для упругой или упруго-пластической стадии работы.

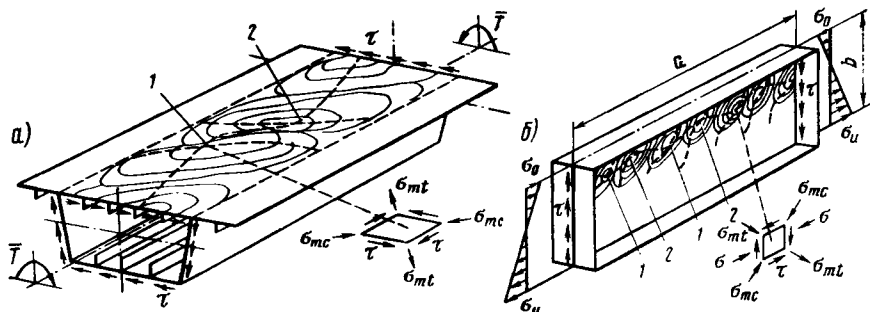


Рис. 11.27. Схемы потери устойчивости плит и стенок металлических пролетных строений:

1 — выпуклость; 2 — вогнутость

Потеря устойчивости пластинчатых элементов пролетных строений происходит от действия нормальных или касательных напряжений (рис. 11.27, а) или от совместного действия тех и других (рис. 11.27, б).

Местная потеря устойчивости обычно происходит в результате образования выпуклостей и вогнутостей на поверхности пластинчатых элементов. Направление этих образований практически совпадает с направлением главных сжимающих напряжений σ_{mc} (см. рис. 11.27).

В коробчатых пролетных строениях, обладающих повышенной жесткостью как в вертикальном, так и в горизонтальном направлении, обычно наблюдается только местная потеря устойчивости. Металлические балки пролетных строений открытого сечения, не имеющие объединения с плитой проезжей части, могут потерять общую устойчивость при изгибе и отклониться с закручиванием из своей плоскости. Такие случаи возможны в сборно-разборных металлических эстакадах, а также во время монтажа пролетных строений, когда балки нагружены, но не объединены между собой поперечными связями или верхней плитой.

При проверках общей устойчивости элементов пролетных строений их представляют стержнем. Различают два вида потери общей устойчивости [18]:

1) с появлением новых форм равновесия (потеря устойчивости 1-го рода);

2) не связанная с появлением новых форм равновесия (потеря устойчивости 2-го рода).

Первый вид потери устойчивости характерен для элементов, не имеющих начальных несовершенств (например, искривлений), а второй вид — для элементов с ними.

Расчет на общую устойчивость сжатых и сжато-изогнутых элементов сводится к соблюдению условия

$$\frac{N}{A} \leq \varphi R_y m, \quad (11.124)$$

где N — продольная сила; A — площадь поперечного сечения брутто элемента; φ — коэффициент понижения несущей способности (см. табл. 11.11, 11.12), зависящий от гибкости элемента λ и приведенного относительного эксцентриситета $e_{ef} = \eta e_{rel}$; R_y — расчетное сопротивление материала элемента; η — коэффициент влияния формы сечения, принимаемый равным $(0,775 + 0,0015 \lambda)$ для Н-образного сечения; $(1,45 - 0,003 \lambda)$ — для двутаврового и корабчатого сечения; $e_{rel} = e/\rho$ — относительный эксцентриситет в плоскости изгиба; $e = M/N$ — расчетный эксцентриситет в плоскости изгиба, определяемый по наибольшему расчетному изгибающему моменту M в пределах средней трети сжатого элемента; $\rho = W_c/A$ — ядровое расстояние по направлению эксцентриситета e ; W_c — момент сопротивления, вычисленный для наиболее сжатого волокна; m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0.

При потере устойчивости вследствие кручения в сечениях элемента возникают дополнительные нормальные и касательные напряжения. Элемент находится при этом в условиях сложного напряженного состояния. В этой связи элементы пролетных строений должны быть проверены на возможность изгибно-крутильной формы потери устойчивости.

Эту проверку производят по выражению

$$\frac{M}{W_c} \leq \varphi_b R_y m, \quad (11.125)$$

где M — наибольший расчетный изгибающий момент в пределах учитываемой при расчете свободной длины l_{ef} сжатого пояса элемента; W_c — момент сопротивления сечения элемента для крайней фибры сжатого пояса; φ — коэффициент, определяемый по формулам: при $\lambda_y < 85$ $\varphi = 1 + (\kappa + 1) \left(1 - \frac{\lambda_y}{85}\right)$; при $\lambda_y \geq 85$ $\varphi = 1,0$; κ — коэффициент, определенный по табл. 11.6; φ_b — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 11.11 и 11.12, при $e_{ef} = 0$ и гибкости из плоскости стенки

$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{EW_c}{M_{cr}}};$$

E — модуль упругости; M_{cr} — критический изгибающий момент в пределах расчетной длины сжатого пояса балки, определенный по теории тонкостенных стержней для заданных условий закрепления и нагружения балки.

Таблица 11.11

Гибкость λ	Коэффициент φ для элементов из стали 16Д при e_{ef} , равном						
	0	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
0	0,93	0,68	0,52	0,35	0,27	0,21	0,17
50	0,82	0,60	0,45	0,31	0,24	0,20	0,16
80	0,69	0,50	0,38	0,28	0,22	0,19	0,15
110	0,49	0,37	0,31	0,24	0,19	0,17	0,14
140	0,34	0,28	0,24	0,20	0,16	0,14	0,12
170	0,25	0,21	0,19	0,16	0,14	0,12	0,11
200	0,19	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10

Гибкость λ	Коэффициент φ для элементов из стали 15ХСНД при e_{ef} , равном						
	0	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
0	0,93	0,69	0,54	0,34	0,24	0,20	0,17
50	0,80	0,54	0,43	0,30	0,22	0,19	0,16
80	0,58	0,38	0,32	0,25	0,20	0,17	0,14
110	0,35	0,27	0,23	0,20	0,17	0,15	0,13
140	0,24	0,20	0,18	0,16	0,14	0,13	0,11
170	0,18	0,15	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09
200	0,13	0,12	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08

Для случая изгиба жестко защемленной консольной балки φ_b можно определить по табл. 11.11 и 11.12 в зависимости от условной гибкости $\lambda_y = l_{ef}/\rho_y$ при $e_{ef} = 0$. При этом ρ_y — радиус инерции, определяемый по формуле

$$\rho_y = \sqrt{\left[\frac{2,91}{W_c l k} \left(\beta + \frac{l}{2} \right) \right] - \alpha \pm \sqrt{\left[\alpha^2 + \frac{I_z}{4} \left(\frac{4l^2}{\pi^2} \frac{G}{E} I_t + I_\omega \right) \right]}} ;$$

$$\beta = \frac{P}{q} ; k = 0,73 + \frac{2\beta}{l} ; \alpha = I_z (C_z - 0,25e_z + 0,25a_z), \quad (11.126)$$

где l — пролет консольной балки; β — параметр сосредоточенной нагрузки P , приложенной на конце консоли с эксцентриситетом e_z по высоте (рис. 11.28); q — интенсивность равномерно распределенной по длине консоли l нагрузки, приложенной с эксцентриситетом e_z по высоте; I_z , I_t и I_ω — моменты инерции на изгиб, кручение и секторный момент инерции сечения; G , E — модуль сдвига и модуль упругости.

При проверках изгибно-крутильной устойчивости 2-го рода следует учитывать искривления (прогибы и углы закручивания), связанные с процессами изготовления, транспортирования и монтажа пролетных строений. Начальные искривления удобно представить изменяющимися по синусоидальному закону, а тогда полные перемещения будут такими:

$$\xi = (\xi_0 + \xi_1) \sin \frac{\pi x}{l} ;$$

$$\theta = (\theta_0 + \theta_1) \sin \frac{\pi x}{l}, \quad (11.127)$$

где ξ_0 и θ_0 — начальные линейное (прогиб) и угловое (угол закручивания) искривления; ξ_1 и θ_1 — упругие перемещения; l — пролет разрезного балочного элемента.

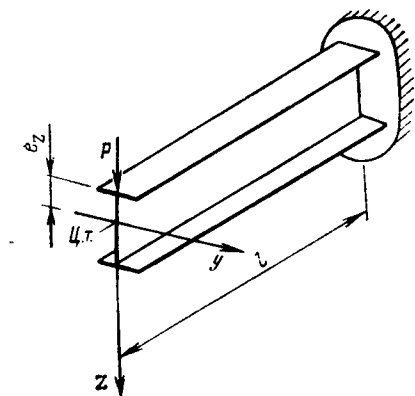


Рис. 11.28. Схемы для определения радиуса инерции ρ_y в консольной балке

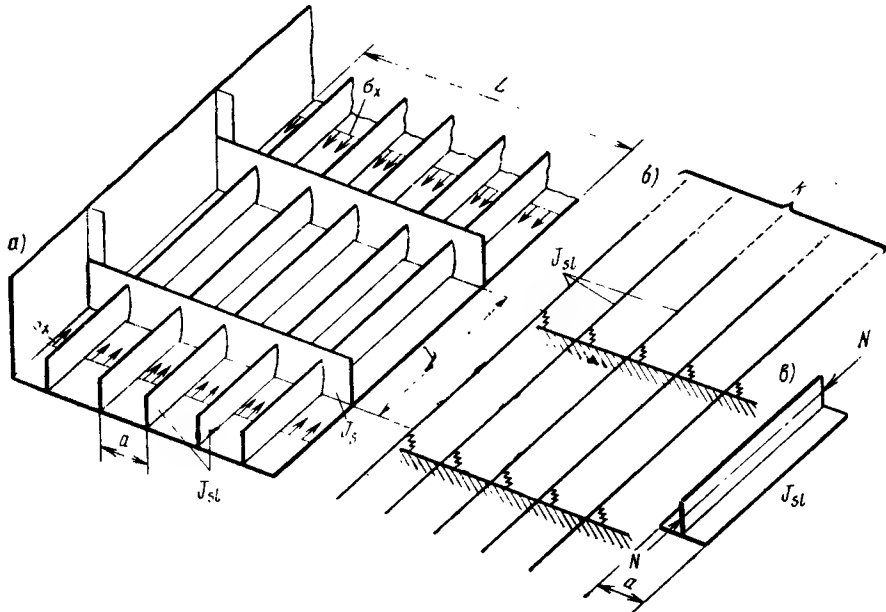


Рис. 11.29. Схема для расчета сжатых ортотропных плит на устойчивость

Подставляя выражение (11.127) в дифференциальное уравнение устойчивости [18] и решая его, определяют величины ξ_1 и θ_1 .

Сжатые ортотропные плиты металлических пролетных строений могут потерять устойчивость в пределах одной или нескольких панелей, ограниченных поперечными балками (рис. 11.29, а). При расчете такую плиту можно представить в виде анизотропной пластины (лист, подкрепленный продольными ребрами), опирающейся на упругие опоры (поперечные балки). Если в предельном состоянии допускать пластические деформации, то решение получается весьма громоздким. Проще представить плиту стержневым набором, состоящим из неразрезных балок (продольные ребра с участком листа шириной a), опирающихся на k промежуточных упругоподатливых опор (поперечные балки).

Расчетная схема сжатой плиты показана на рис. 11.29, б. Можно назначить жесткость поперечных балок таким образом, чтобы свободная длина продольных ребер не превышала расстояние l между поперечными балками.

Момент инерции поперечных ребер I_s сжатой ортотропной плиты нижнего пояса коробчатых пролетных строений определяют в соответствии с нормами по формуле

$$I_s = \psi (k+1) \left(\frac{L}{l} \right)^3 I_{sl}, \quad (11.128)$$

где ψ — коэффициент, принимаемый равным 0,055 при $k = 1$; 0,15 при $k = 2$; 0,20 при $k \geq 3$; L — расстояние между стенками пролетного строе-

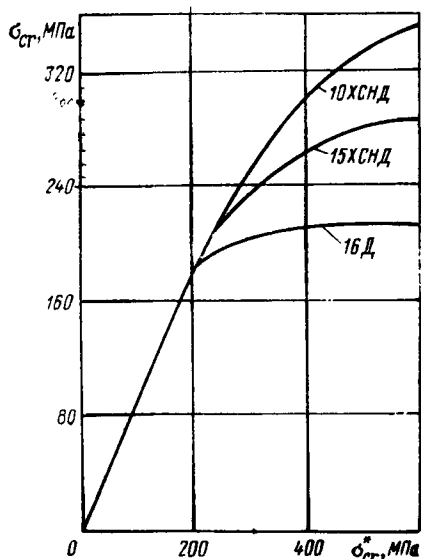


Рис. 11.30. График перехода от «упругих» критических напряжений к действительным

Если допускать критические напряжения σ_{cr} меньшими, чем расчетное сопротивление, то момент инерции поперечной балки определяют по формуле

$$I_s = I_{sl} \left(\frac{\pi}{\mu} \right)^4 \left(\frac{L}{l} \right)^3 (k+1) \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr}^*} \alpha_{\max} \omega, \quad (11.129)$$

где μ — коэффициент заземления поперечной балки;

$$\omega = \sigma_{cr} / \sigma_{cr}^0;$$

σ_{cr}^0 — критическое напряжение продольного ребра, рассматриваемого разрезным стержнем со свободной длиной, равной l ; σ_{cr}^* — критическое напряжение, определяемое в зависимости от σ_{cr} по рис 11.30;

$$\alpha_{\max} = \frac{2}{\pi^2} \left(1 + \cos \frac{\pi}{k+1} \right);$$

k — число промежуточных ребер.

ния или между центрами узлов геометрически неизменяемых поперечных связей: l — расстояние между поперечными балками (ребрами); I_{sl} — момент инерции полного сечения продольного ребра.

Для заданного уровня критических напряжений σ_{cr} момент инерции поперечных ребер можно назначить, используя формулу

$$I_s = \psi (k+1) \left(\frac{L}{l} \right)^3 \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr}^*} I_{sl},$$

где σ_{cr}^* — критическое напряжение, получаемое в предположении неограниченной упругости.

Критические напряжения σ_{cr}^* определяются в зависимости от уровня напряжения σ_{cr} . Если предусматривать полное использование расчетного сопротивления материала, т. е. полагать $\sigma_{cr} = R_y$, то величину σ_{cr}^* следует определять в соответствии с табл. 11.13.

Таблица 11.13

Марка стали	$\varepsilon_{cr, \max}$	$\sigma_{cr, \max}^*$ МПа	$\sigma_{cr, \max}$ МПа	ε_p	$\left(\frac{b_h}{t_h} \right)_{1 \text{ млн}}$	$\left(\frac{b_h}{t_h} \right)_{2 \text{ млн}}$
16Д	0,0017	400	210	0,000605	14	44
15ХСНД	0,00232	550	290	0,000653	12	38
10ХСНД	0,00252	600	350	0,000615	11,5	36

Коэффициент заземления μ зависит от величины

$$\chi = \frac{1}{1 + \frac{2\eta E I_{sl}}{L}}, \quad (11.130)$$

χ	0	0,25	0,50	0,75	1,0
μ	3,14	3,32	3,58	3,97	4,73

η — коэффициент податливости упругой заделки поперечных балок в стенках пролетного строения; L — расстояние между стенками пролетного строения.

Критическое напряжение находится как

$$\sigma_{cr}^0 = \frac{\pi^2 E I_{sl}}{A l^2} \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr}^*}, \quad (11.131)$$

где A — площадь поперечного сечения продольного ребра.

После назначения жесткости поперечных балок общую устойчивость ортотропной плиты проверяют по формуле

$$\frac{N}{A} \leq \varphi_0 R_y m, \quad (11.132)$$

где N — продольное усилие, воспринимаемое одним ребром (рис. 11.29, а); φ_0 — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по графикам рис. 11.31 и зависящий от гибкости λ_0 .

Гибкость определяют по формуле

$$\lambda_0 = l \sqrt{\frac{A}{I_{sl} + b_{h2} \frac{I_{h2}^3}{11} \left[2\theta \left(\frac{l}{L} \right)^2 + \left(\frac{l}{L} \right)^4 \right]}}, \quad (11.133)$$

где $\theta = 1 + \frac{5,5 I_t}{b_{h2} I_{h2}^2}$;

b_{h2} и t_{h2} — ширина участка покрывающего листа между смежными ребрами и его толщина; I_t — момент инерции на кручение продольного ребра с участком листа шириной b_{h2} .

Графики рис. 11.31 построены с учетом начальных искривлений, сварочных напряжений и возможности перехода работы материала в упругопластическую стадию.

Для продольных ребер ортотропной плиты должна быть проведена также проверка общей изгибно-крутильной устойчивости [18].

Пластинастые элементы верхней и нижней плит пролетных строений необходимо проверить и на местную устойчивость. При этом

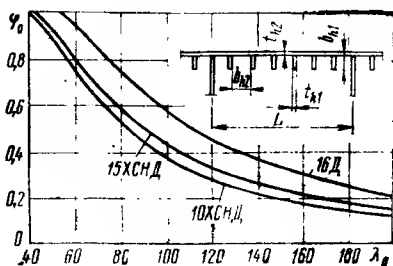


Рис. 11.31. График зависимости коэффициента продольного изгиба от гибкости

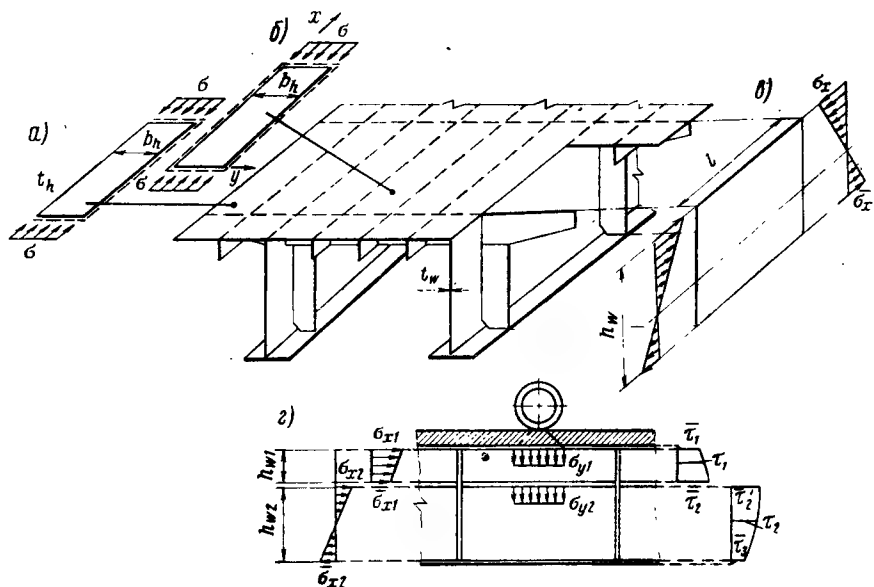


Рис. 11.32. Схемы к расчету элементов плит и стенок на местную устойчивость

следует рассмотреть два типа пластин (рис. 11.32, а, б). Первый тип характерен для свесов покрывающего листа, а второй — для участка листа между продольными ребрами.

Неучет пластических деформаций при расчетах местной устойчивости не способствует образованию запасов прочности. В связи с этим применяют теорию малых упругопластических деформаций, согласно которой дифференциальное уравнение устойчивости прямоугольной пластины, находящейся под воздействием сжимающих напряжений σ по краям, имеет вид

$$\left(\frac{1}{3} + \frac{3}{4} \alpha \right) \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} + \frac{\delta \sigma}{D_s} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = 0, \quad (11.134)$$

где ω — выгиб пластины; $\alpha = E_k/E_s$ — отношение касательного модуля к секущему;

$$E_k = d\sigma_i / d\varepsilon_i; E_s = \sigma_i / \varepsilon_i;$$

σ_i и ε_i — интенсивность нормальных напряжений и деформаций; $D_s = Et_h^3/9$ — цилиндрическая жесткость пластины, отвечающая секущему модулю при коэффициенте Пуассона $\mu = 0,5$; t_h — толщина пластины.

Решение уравнения (11.134) ищут в форме

$$\omega = l \sin \frac{m\pi x}{b_h} \sin \frac{n\pi y}{b_h}, \quad (11.135)$$

где l и b_h — длина и ширина пластины.

Потеря устойчивости соответствует некоторому значению критической деформации, связанной с отношением толщины пластины к ее

ширине t_h/b_h . Для случая пластины, опертой шарнирно по всем сторонам (рис. 11.32, б),

$$\varepsilon_{cr1} = \frac{\pi^2}{9} \frac{t_h^2}{b_h^2} (2 + \sqrt{1 + 3\alpha}), \quad (11.136)$$

а для пластины, имеющей один край свободный (см. рис. 11.31, а),

$$\varepsilon_{cr2} = \frac{1}{3} \left(\frac{t_h}{b_h} \right)^2. \quad (11.137)$$

Исходя из значения критической деформации, включающей в себя упругую ε_u и нормативную пластическую ε_p деформации, можно из формул (11.136) и (11.137) получить минимальные отношения (b_h/t_h) для разных марок сталей (см. табл. 11.13).

Пластинчатые элементы плит пролетных строений находятся в более сложном напряженном состоянии, чем рассмотрено выше. Расчет на устойчивость в этом случае представляется довольно сложной задачей. Наиболее полно решается задача устойчивости пластинчатых элементов, если учитывается их критическая работа, а также влияние начальных искривлений [18].

На практике в зависимости от уровня напряжений σ_x относительную толщину пластинчатых элементов плит пролетных строений принимают из условий обеспечения местной устойчивости в соответствии с табл. 11.14. При этом уровень напряжений, равный κR_y , соответствует ограниченными пластическим деформациям, характеризуемым коэффициентом κ , в размере 0,0006.

Таблица 11.14

κR_y	Марка стали					
	16Д		15ХСНД		10ХСНД	
	b_{h1}/t_{h1}	b_{h2}/t_{h2}	b_{h1}/t_{h1}	b_{h2}/t_{h2}	b_{h1}/t_{h1}	b_{h2}/t_{h2}
320	14	35	12	30	11,5	29
290	—	—	—	—	13,5	36
270	—	—	—	—	15	41
250	—	—	14	36	15,5	44,5
230	—	—	15	41,5	16,5	48,5
210	—	—	16,5	47	17,5	52
190	18,5	55,5	18	52,5	18,5	56
180	20	61	$\frac{266}{\sqrt{\sigma}}$	$\frac{816}{\sqrt{\sigma}}$	$\frac{266}{\sqrt{\sigma}}$	$\frac{816}{\sqrt{\sigma}}$
					—	—
Менее	$\frac{266}{\sqrt{\sigma}}$	$\frac{816}{\sqrt{\sigma}}$	—	—	—	—

Для обеспечения местной устойчивости стенок балок пролетных строений их подкрепляют системой поперечных и продольных ребер жесткости, которые могут быть запроектированы жесткими (негнущимися) или упругими (гнушимися). В первом из приведенных случаев критические напряжения в отсеках стенок используются полностью. Если стенка усилена продольными ребрами жесткости, то момент инерции негнувшегося поперечного ребра можно определить по формуле (11.128).

Предельный минимальный момент инерции продольного ребра назначают по формуле

$$I_{\min} = 0,092 h_w t_w^3 \gamma_0, \quad (11.138)$$

где h_w — высота стенки; t_w — ее толщина;
при одном продольном ребре, расположенном по оси стенки,

$$\gamma_0 = 11,4\alpha_1 + (1,25 + 16\beta) \alpha_1^2 - 5,4 \sqrt{\alpha_1};$$

при двух симметрично расположенных продольных ребрах

$$\gamma_0 = 14,5 \sqrt{\alpha_1} + 36\alpha_1^2 \beta;$$

$$\alpha_1 = l/h_w; \quad \beta = A/h_w t_w;$$

A — площадь поперечного сечения продольного ребра.

Момент инерции, определяемый по формуле (11.138), является нижним значением для жесткого продольного ребра.

Устойчивость стенки изгибаемой балки, имеющей только поперечные ребра, проверяют по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\omega_1 \sigma_{x, cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y, cr}}\right)^2 + \left(\frac{0,9\tau_{xy}}{\omega_2 \tau_{xy, cr}}\right)^2} \leq 1. \quad (11.139)$$

где σ_x , σ_y и τ_{xy} — действующие напряжения, вычисленные в предположении упругой работы материала; $\sigma_{x, cr}$ и $\sigma_{y, cr}$ — продольные и поперечные критические нормальные напряжения, определенные по графикам рис. 11.30, в зависимости от критических напряжений $\sigma_{x, cr}^*$ и $\sigma_{y, cr}^*$, вычисленных в предположении неограниченной упругости; $\tau_{xy, cr}$ — критические касательные напряжения, определенные по графикам рис. 11.30 через напряжения

$$\bar{\sigma}_{x, cr} = \frac{\tau_{xy, cr}}{0,6};$$

в зависимости от критических напряжений

$$\sigma_{x, cr}^* = \frac{\tau_{xy, cr}^*}{0,6};$$

ω_1 — коэффициент, зависящий от параметра $\xi = 1 - \frac{\bar{\sigma}_x}{\sigma_x}$;

ξ	4	3	2	1,5	1,0	0,5	0
ω_1	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10	1,05	1

σ_x и $\bar{\sigma}_x$ — максимальное и минимальное нормальные напряжения в рассматриваемой пластине от заданной нагрузки (рис. 11.32 а), принимаемые со

своими знаками: $\omega_2 = 1 - 0,5 \left(\frac{h_w}{200 t_w} - 0,5 \right)$ -- коэффициент. Вводимый

при $\frac{h_w}{t_w} > 100$; h_w , t_w -- высота стенки и ее толщина.

Критические напряжения $\sigma_{x,cr}^*$, $\sigma_{y,cr}^*$ и $\tau_{xy,cr}^*$ определяют по формулам, приведенным в нормах [25].

Если стенки балок пролетных строений имеют, кроме поперечных, еще одно продольное ребро в сжатой зоне, то проверка устойчивости сжатого отсека стенки производится по формуле

$$\frac{\sigma_{x1}}{\omega_1 \sigma_{x,cr1}} - \frac{\sigma_{y1}}{\sigma_{y,cr,1}} + \left(\frac{0,9\tau_1}{\tau_{xy,cr,1}} \right)^2 \leq 1, \quad (11.140)$$

а отсека, заключенного между растянутым поясом и продольным ребром, -- по формуле

$$1 - \left(\frac{\sigma_{x2}}{\omega_1 \sigma_{x,cr,2}} + \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{y,cr,2}} \right)^2 + \frac{0,9\tau_2}{\tau_{xy,cr,2}} \leq 1. \quad (11.141)$$

В формулах (11.140) и (11.141) напряжения $\sigma_{x,cr,j}$, $\sigma_{y,cr,j}$ и $\tau_{xy,cr,j}$ определяют по рис. 11.30 в зависимости от напряжений $\sigma_{x,cr,j}^*$, $\sigma_{y,cr,j}^*$ и $\tau_{xy,cr,j}^*$ ($j = 1, 2$). Сжимающие напряжения σ_{x1} и σ_{x2} определяют как максимальные сжимающие напряжения в верхнем и нижнем отсеках стенки от действующих нагрузок. Касательные напряжения τ_1 и τ_2 находят как средние величины в соответствующих отсеках стенки также от действующих нагрузок

$$\tau_1 = (\bar{\tau}_1 + \bar{\tau}_2)/2;$$

$$\tau_2 = (\bar{\tau}_2' + \bar{\tau}_3')/2,$$

где $\bar{\tau}_1$, $\bar{\tau}_2$, $\bar{\tau}_2'$ и $\bar{\tau}_3'$ -- касательные напряжения по граням отсеков стенки (рис. 11.32, з).

Поперечные нормальные напряжения σ_{y1} и σ_{y2} определяют с учетом распределения давления от сосредоточенных грузов в толще покрытия проезжей части (см. рис. 11.32, з). При этом

$$\sigma_{y2} = \sigma_{y1} \left(\frac{h_w - h_{w1}}{h_w} \right).$$

Нормальные критические напряжения $\sigma_{x,cr,1}^*$ и $\sigma_{x,cr,2}^*$ определяют так же, как и $\sigma_{x,cr}^*$, но для пластинок высотой h_{w1} и h_{w2} соответственно. Коэффициенты ξ_1 и ξ_2 для верхней и нижней пластинок находят по формулам (см. рис. 11.32, з):

$$\xi_1 = 1 - \frac{\bar{\sigma}_{x1}}{\sigma_{x1}} \quad \text{и} \quad \xi_2 = 1 - \frac{\bar{\sigma}_{x2}}{\sigma_{x2}}.$$

Критические касательные и поперечные напряжения $\tau_{xy,cr,1}^*$, $\tau_{xy,cr,2}^*$, $\sigma_{y,cr,1}^*$ и $\sigma_{y,cr,2}^*$ находят аналогично $\tau_{xy,cr}^*$ и $\sigma_{y,cr}^*$ для соответствующих пластин стенки.

Если стенка балки имеет несколько продольных ребер жесткости. то проверка местной устойчивости ближайшего к сжатому поясу отсека производится так же, как и при одном ребре. Критические нормальные и касательные напряжения для нижерасположенных сжатых отсеков определяют так же, как и для верхнего отсека, но без учета их закрепления, а для отсека, пересекающего нейтральную ось балки, — так же, как для второго отсека при одном продольном ребре.

В криволинейных пролетных строениях стенки балок образуют цилиндрические поверхности, не воспринимающие нормальных напряжений (см. п. 11.5). В этой связи проверка устойчивости стенок криволинейных балок производится только на действие касательных напряжений. Экспериментальные исследования показывают, что критические касательные напряжения имеют значительный разброс, и поэтому устойчивость цилиндрических стенок проверяют по наименьшим возможным значениям τ_{cr} . Эти напряжения вычисляют по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{cr} &= 8,5E \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 \quad \text{при } 0 < \frac{h_w^2}{R t_w} \leq 10; \\ \tau_{cr} &= 7,5E \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 + 0,1E \frac{t_w}{R} \quad \text{при } 10 < \frac{h_w^2}{R t_w} \leq 25. \end{aligned} \right\} \quad (11.142)$$

где R — радиус кривизны стенки.

Глава 12

ПЕШЕХОДНЫЕ МОСТЫ

12.1. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ И СИСТЕМЫ ПЕШЕХОДНЫХ МОСТОВ

Пешеходные мосты предназначены для пропуска только пешеходного движения, что определяет их планировочные и конструктивные особенности. Их применяют на пересечениях с естественными препятствиями, а также автомобильными, железными дорогами и улицами, для создания пешеходных уровней, отделенных от всех других видов движения. Пешеходные мосты служат и декоративными сооружениями в городских парках, на территориях выставок и т. д.

Пешеходный мост через реку сооружают в том случае, когда в непосредственной близости нет городского моста, а пешеходное движение весьма интенсивно. Пролеты таких мостов через судоходные реки должны обеспечивать соответствующий подмостовой габарит.

Достаточно часто пешеходные мосты возводят над железнодорожными путями и многополосными улицами. Высота этих мостов определяется соответствующими габаритами приближения, а длина зависит от ширины перекрываемых участков.

В центральной части города со сплошной застройкой вдоль улиц пешеходные мосты целесообразно возводить на перекрестках с интенсивным движением и в других местах, где устройство тоннелей оказывается сложным или экономически невыгодным из-за большого числа городских подземных коммуникаций под улицей. При этом все пешеходное движение можно вынести на отдельный верхний уровень, устроив тротуары и переходы через улицы на высоте второго или третьего этажа зданий, а поверхность земли оставить для движения и остановок транспорта. Такое разделение создает полную безопасность для пешеходов. Пешеходные потоки могут быть весьма значительными и по направлению совпадать с потоками автомобилей. В этом случае их можно пропустить по специальному уровню городской эстакады. В отличие от других мостов пешеходные могут иметь значительные продольные уклоны, достигающие 6 % в основной своей части и 12–16 % на подходах, выполненных в виде лестниц. Ширина пешеходного моста определяется интенсивностью движения в каждом из направлений.

Входы на пешеходные мосты и сходы с них выполняют в виде лестниц или пандусов. Лестничные сходы могут иметь один или несколько маршей с промежуточными горизонтальными площадками. В связи с этим на нестесненной местности лестничные сходы с площадками стремятся выполнить в виде единой конструкции, опирающейся на минимальное количество промежуточных опор, и располагают их в плане как по оси моста, так и под углом к ней (рис. 12.1).

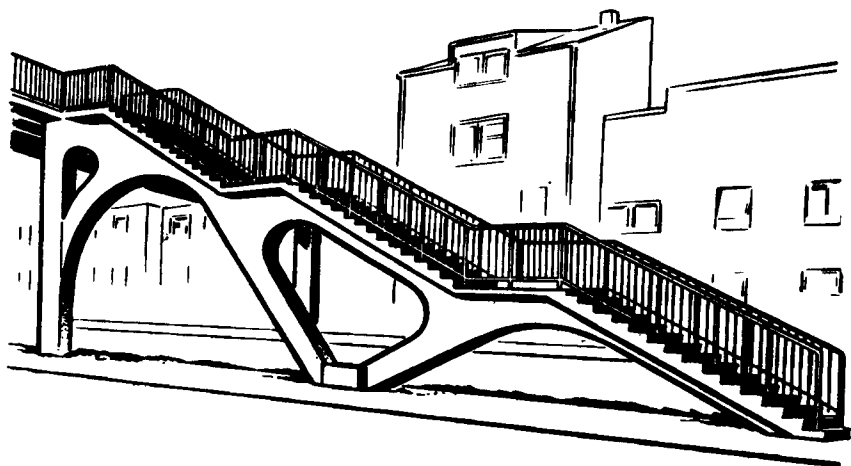


Рис. 12.1. Лестничные сходы пешеходного моста

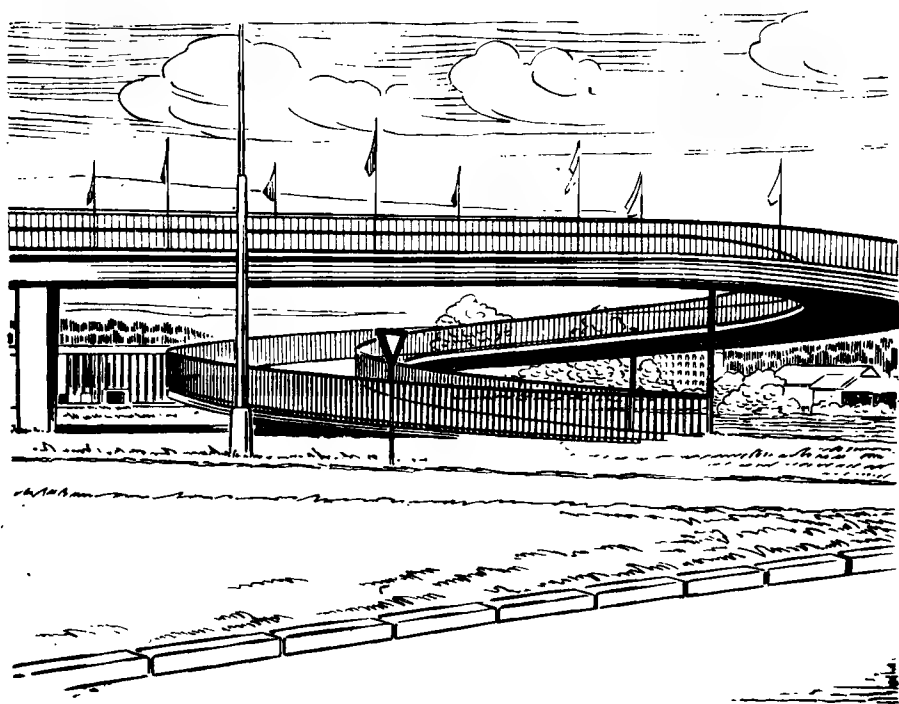


Рис. 12.2. Спиральный сход пешеходного моста

Сходы не должны нарушать архитектурного ансамбля улицы и ухудшать видимость водителям автомобилей. Из-за этого сходы стремятся отодвинуть от бровки тротуара, располагая их в пределах его ширины или на полосе зеленых насаждений. Иногда их делают встроенными в первые этажи прилегающих к переходу зданий, что наиболее удобно, хотя это и требует проведения работ по переустройству части зданий. Если окружающая пешеходный мост территория достаточно свободна, то сходы выполняют в виде наклонных пандусов. Минимальную площадь занимают спиральные пандусы (рис. 12.2). В плане пандусы могут быть прямолинейными, криволинейными, ломаного очертания, разветвляющимися. Уклоны пандусных сходов составляют обычно 10--12 %. Против образования гололеда в них предусматривают устройство отопительной системы.

В отдельных случаях оказывается целесообразным сооружение закрытых пешеходных мостов. Такие мосты могут быть оборудованы эскалаторами, обеспечивающими подъем и спуск с моста. Вместо эскалаторов возможно устройство движущегося тротуара, выполненного в виде ленты. Такие ленты непрерывно проходят по пандусам и мосту и позволяют значительно увеличить его пропускную способность (рис. 12.3). Верхнюю часть закрытого моста выполняют из прозрачного материала, например органического стекла.

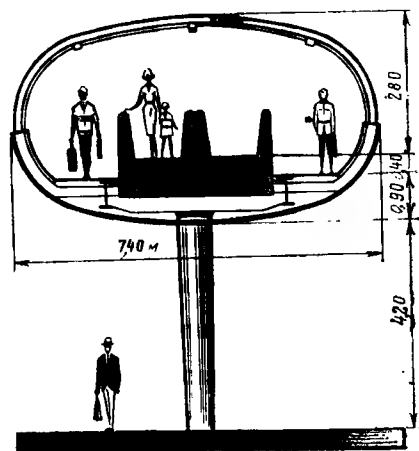


Рис. 12.3. Поперечное сечение закрытого пешеходного моста

В пешеходных мостах применяют все основные виды строительных материалов: дерево, железобетон, сталь и алюминий. Однако наибольшее распространение имеют железобетонные пешеходные мосты. Декоративные парковые мосты выполняют также из камня.

По статической схеме пешеходные мосты весьма разнообразны. Достаточно часто применяют балочно-разрезную, балочно-неразрезную и рамную системы. При больших пролетах пешеходные мосты выполняют вантовой или висячей системы. Находят применение мосты арочной системы, а также в виде гибкой ленты.

12.2. КОНСТРУКЦИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ПЕШЕХОДНЫХ МОСТОВ

В современных деревянных пешеходных мостах чаще всего применяют клееные конструкции, отличающиеся экономичностью и благоприятным внешним видом. Несущие элементы деревянных пешеходных мостов выполняют клееной (из пакетов досок или брусьев) или клефанерной конструкции. Опоры таких мостов могут быть также деревянными из клееных элементов или бетонными и железобетонными.

Железобетонные опоры применяют в тех случаях, когда предполагается замена деревянных пролетных строений железобетонными или металлическими.

Балочные мосты обычно имеют прямоугольные клееные или двутавровые клефанерные главные балки, поверх которых укладываются деревянные поперечины и дощатый настил. Вместо деревянного настила применяют клееную древесоплиту или железобетонную плиту, объединенную для совместной работы с главными балками. Поверхность деревянного настила оставляют открытой, а древесоплиту или железобетонную плиту покрывают гидроизоляцией и слоем асфальтобетона. Настил для пешеходов в большинстве случаев устраивают по верхним поясам главных балок (рис. 12.4, а). Возможно расположение настила в уровне низа клееных балок (рис. 12.4, б), которые одновременно могут выполнять роль сплошного парапета. Объединение балок тогда в поперечном направлении обеспечивается применением U-образных клееных рам, прикрепляемых к ним болтами.

Если промежуточные опоры пешеходных мостов не расположены в воде, то их выполняют клееными в виде П-образных рам. Устои пешеходных мостов обычно делают из железобетона в виде подпорных стен.

Главные клееные балки могут быть неразрезными. Для этого блоки балок объединяют между собой стыками, например, внахлестку со срезкой половины толщины каждого из концов блоков и последующим обжатием болтами.

Деревянные пешеходные мосты рамной системы перекрывают достаточно большие пролеты. Так, пешеходный мост (рис. 12.5) в виде трехпролетной рамы с наклонными стойками имеет пролеты $17,2 + 51,0 + 16,8$ м. Ригель рамы переменной высоты, изменяющейся от 0,9 до 1,8 м, имеет коробчатую конструкцию. Каждая из четырех стенок ригеля состоит из двух слоев фанеры, между которыми в уровне верхнего и нижнего поясов устроены клееные брусья. Пояса ригеля образованы из листов фанеры, подкрепленных поперечными брусьями. С целью предохранения деревянных элементов ригеля от гниения по

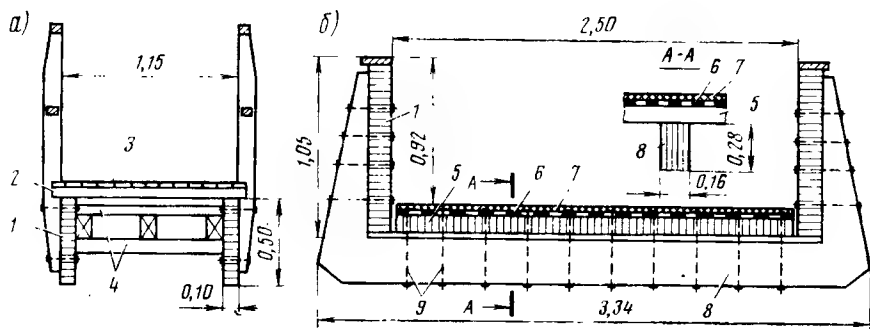


Рис. 12.4. Поперечные сечения пешеходных мостов с клееными балками:

1 — клееные главные балки; 2 — поперечины; 3 — дощатый настил; 4 — элементы поперечных связей; 5 — древесоплита; 6 — гидроизоляция; 7 — слой асфальтобетона; 8 — поперечная клееная рама; 9 — болты

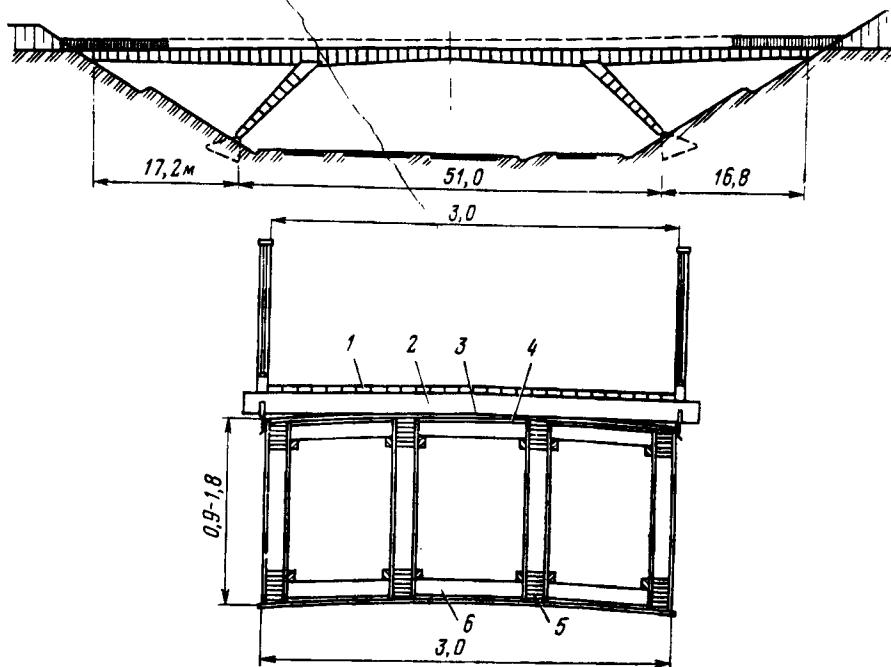


Рис. 12.5. Конструкция рамного пешеходного моста:

1 — доски настила сечением 5×10 см; 2 — поперечины из брусьев сечением 8×15 см; 3 — гидроизоляция; 4 — лист фанеры толщиной 2 см; 5 — клееный брус пояса сечением 14×22 см; 6 — поперечный брус сечением 13×28 см

его верхнему поясу уложена гидроизоляция. Для улучшения стока воды с ригеля его поясам придан двусторонний поперечный уклон. Настил моста состоит из поперечин и одного слоя досок.

Наклонные стойки рамы имеют конструкцию, аналогичную ригелю. Массивные фундаменты стоек выполнены из бетона.

Возводят также деревянные пешеходные мосты арочной системы. При этом арки выполняют чаще всего из клееной древесины.

12.3. КОНСТРУКЦИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕШЕХОДНЫХ МОСТОВ

Наибольшее распространение имеют пешеходные мосты из железобетона как с напрягаемой, так и с ненапрягаемой арматурой.

Во многих случаях пролетные строения пешеходных мостов имеют плитную конструкцию. При этом в зависимости от ширины моста и способа сопряжения пролетного строения с промежуточными опорами несущая конструкция может быть постоянной и переменной толщины в поперечном направлении (рис. 12.6, а). Изменение толщины плитного пролетного строения осуществляется ступенчато или плавно.

Ребристые поперечные сечения применяют в случаях, когда пролетное строение имеет относительно большие пролеты по сравнению с шириной прохода b . При $b \approx (2 \div 2,5)$ м можно задавать тавровые или

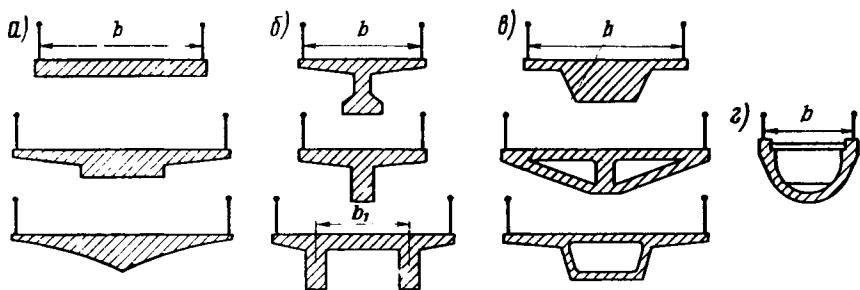


Рис. 12.6. Типы поперечных сечений железобетонных пешеходных мостов

двухтавровые поперечные сечения с одной главной балкой, расположенной по оси моста (рис. 12.6, б). Пешеходное движение происходит по свесам верхнего пояса главной балки. Нижнее уширение у главной балки служит для размещения предварительно напряженной арматуры. При ширине $b > 2,5$ м переходят на двухребристое поперечное сечение, назначая расстояние между ребрами $b_1 = 1,5 \div 2,5$ м (см. рис. 12.6, б).

В криволинейных пешеходных мостах пролетные строения имеют сплошное массивное ($b \leq 2,5$ м) и тонкостенное коробчатое сечения ($b > 2,5$ м). При этом целесообразно применять одноконтурное или двухконтурное сечение с наклонными боковыми стенками (рис. 12.6, в).

Находят применение в пешеходных мостах также пролетные строения в виде оболочек с криволинейной поверхностью (рис. 12.6, г).

Выбор статической схемы пролетного строения часто связан с предполагаемым способом сооружения моста. Балочно-разрезные пролетные строения (рис. 12.7, а) обычно монтируют кранами из цельноперевозимых балок. Балочно-неразрезные пролетные строения постоянной высоты и прямолинейные в плане также могут быть смонтированы из разрезных балок, объединяемых над опорами в неразрезные.

При прямолинейном расположении в плане ригели монолитных рамных мостов (рис. 12.7, б) или пролетные строения балочно-неразрезных мостов располагают на вертикальной кривой, что позволяет упростить конструкцию сходов. Криволинейные в плане или профиле пролетные строения могут быть образованы из сборных блоков.

Рамные железобетонные мосты под пешеходное движение выполняют как с вертикальными, так и с наклонными стойками. В многопролетных рамных мостах представляется целесообразным устройство сближенных или V-образных промежуточных опор, обеспечивающих передачу изгибающего момента и распора на фундаменты и уменьшающих строительную высоту ригеля. Опоры такого же типа часто сооружают при пересечении автомагистралей с многополосным движением.

Парковые и дачные мосты через овраги и водные препятствия выполняют иногда по технологической бесшарнирной арочной системе. При этом арки заделывают в монолитные устой (рис. 12.7, в).

Пешеходные мосты в виде гибкой железобетонной ленты имеют весьма малую строительную высоту пролетного строения. Гибкая лента одновременно выполняет функции несущего кабеля и элемента жесткости. Высота ленты практически не зависит от перекрываемого пролета L и в осуществленных проектах составляет менее $1/200 L$. Мосты с гибкой лентой выполняют как по однопролетной, так и по многопролетной схеме (рис. 12.7, а). В последнем случае верх промежуточных опор имеет седлообразные уширения, сходные с конструкцией опорных частей, применяемых на вершинах пилонов висячих мостов. Кабели или пучки обеспечивают предварительное обжатие гибкой ленты, работающей в стадии эксплуатации на растяжение.

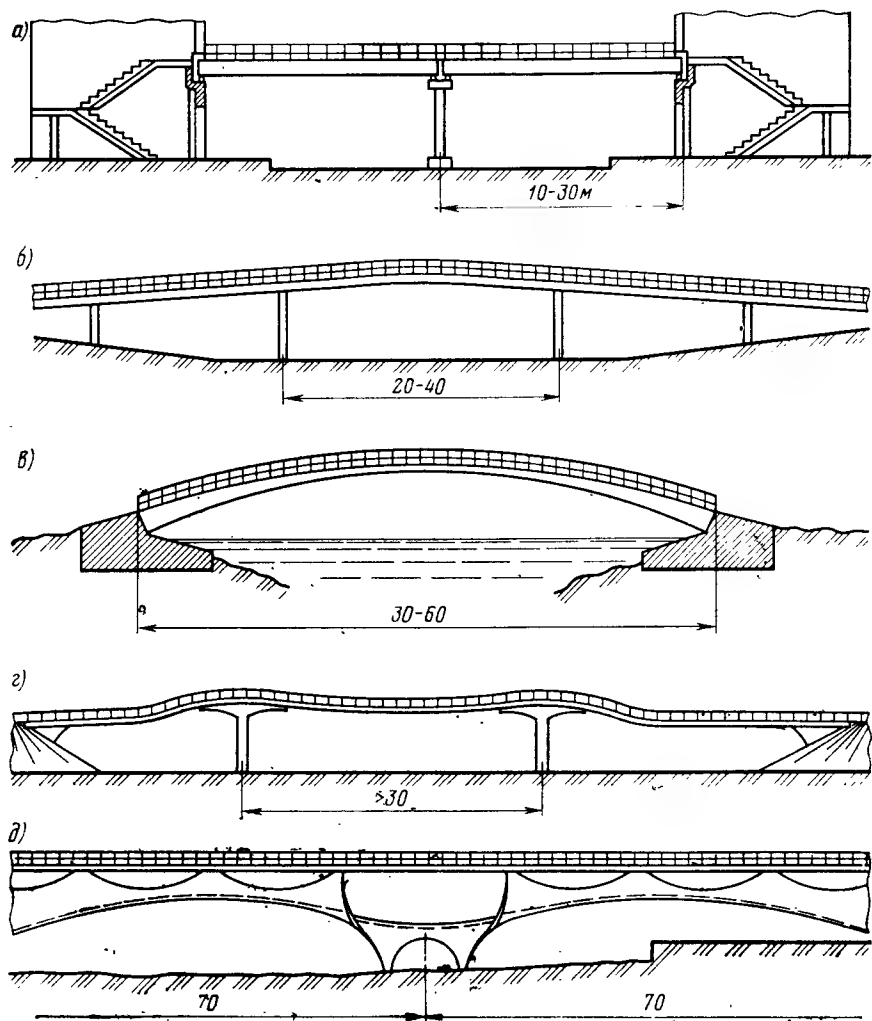


Рис. 12.7. Схемы железобетонных пешеходных мостов

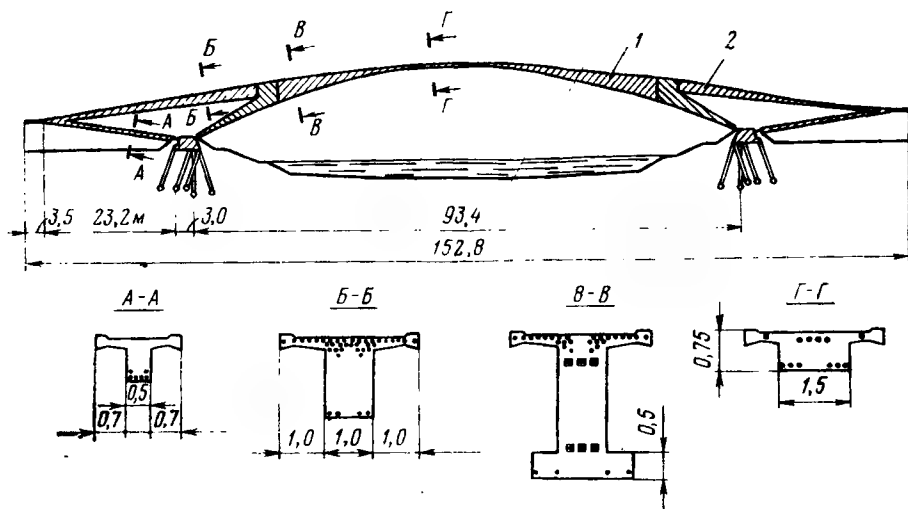


Рис. 12.8. Конструкция рамного пешеходного моста:

1 - блоки из легкого бетона; 2 - блоки из тяжелого бетона

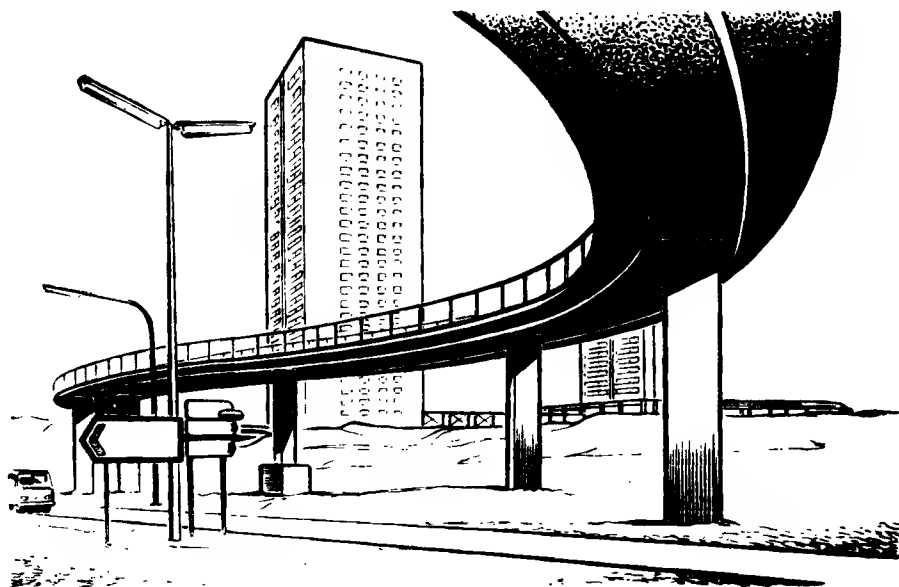


Рис. 12.9. Криволинейный железобетонный пешеходный мост

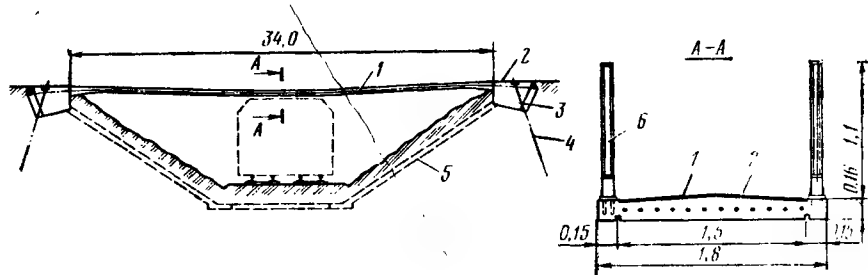


Рис. 12.10. Конструкция железобетонного пешеходного моста в виде гибкой ленты:

1 — железобетонная лента; 2 — пучки $8\varnothing 7$ мм; 3 — устой; 4 — пучки, заанкеренные в грунте; 5 — железобетонная распорка; 6 — перильное ограждение

Среди построенных железобетонных пешеходных мостов определенный интерес представляет мост в г. Потензе (Италия, 1979 г.), имеющий оболочечную несущую конструкцию. Мост выполнен по схеме 4×70 м, толщина оболочки постоянна и составляет 0,3 м (рис. 12.7 д).

При необходимости перекрытия значительных пролетов рамные пешеходные мосты имеют наклонные стойки. Система может быть образована из крупных блоков и иметь под пандусами затяжки (рис. 12.8). При этом основная доля внешней нагрузки приходится на собственный вес рамной системы. Применяя для таких мостов легкие бетоны с плотностью 1500—2000 кг/м³, его удается существенно уменьшить.

Криволинейные балочно-неразрезные (рис. 12.9) или рамные пешеходные мосты возводят на стационарных или перемещающихся подмостях.

Устои железобетонных пешеходных мостов в виде гибкой ленты подвержены действию горизонтального распора, направленного в сторону пролета. Для его восприятия устанавливают пучки, заанкеренные в грунте и железобетонной распорке, устроенной под мостом (рис. 12.10).

Архитектурные требования к железобетонным пешеходным мостам в городах аналогичны общим требованиям к городским транспортным сооружениям. Особое внимание уделяется в них легкости пролетного строения и согласованности его вида с пандусами или лестничными маршами сходов, простоте конструкции перил и хорошей отделке бетонной поверхности пролетных строений и опор.

12.4. КОНСТРУКЦИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПЕШЕХОДНЫХ МОСТОВ

Металлическими пролетными строениями удается перекрывать значительные по длине пролеты пешеходных мостов. Такая необходимость возникает, например, при пересечении рек или большого числа железнодорожных путей.

Наибольшее распространение для металлических пешеходных мостов имеют балочная, рамная, висячая и вантовая системы.

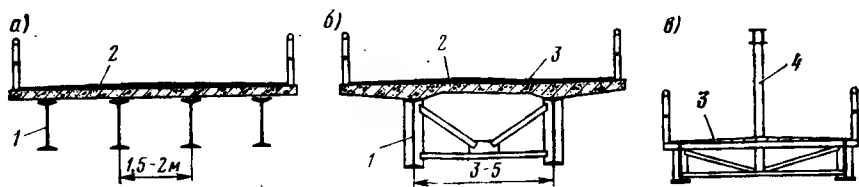


Рис. 12.11. Поперечные сечения пешеходных мостов со сплошными балками и фермами:

1 — главная балка; 2 — железобетонная плита; 3 — асфальтобетонное покрытие; 4 — ферма

Балочные пешеходные мосты с пролетами до 8—10 м в качестве пролетных строений могут иметь несколько прокатных балок, отстоящих одна от другой на расстоянии 1,5—2,0 м. Проезжая часть в этом случае может быть деревянной и состоять из поперечин и дощатого настила или быть выполнена в виде железобетонной плиты (рис. 12.11, а). При больших пролетах или расстояниях между главными балками 3—5 м их изготавливают сварными, усиливают вертикальную стенку ребрами жесткости и устанавливают между балками поперечные связи. Железобетонную плиту всегда стремятся включить в совместную работу с металлическими балками (рис. 12.11, б).

Для пролетов до 15—20 м применяют сквозные фермы, которые можно располагать как в плоскости перильного ограждения, так и по оси моста (рис. 12.11, в). В уровне верхних поясов таких пролетных строений продольные ветровые связи могут отсутствовать. Если продольные связи между фермами предусматривают, то высота пешеходного прохода должна быть не менее 2,5 м.

В современных пешеходных мостах широко применяют коробчатые балки. При этом коробчатые балки могут быть достаточно узкими. Их можно расположить по краям пешеходного прохода, а ортотропный настил устроить в уровне нижних поясов главных балок (рис. 12.12, а). При ширине прохода до 2 м пролетное строение может быть образовано из одной узкой коробчатой балки, в уровне верхнего пояса которой устроена ортотропная плита со свесами. Весьма легкими получаются коробчатые пролетные строения из алюминиевых сплавов (рис. 12.12, б).

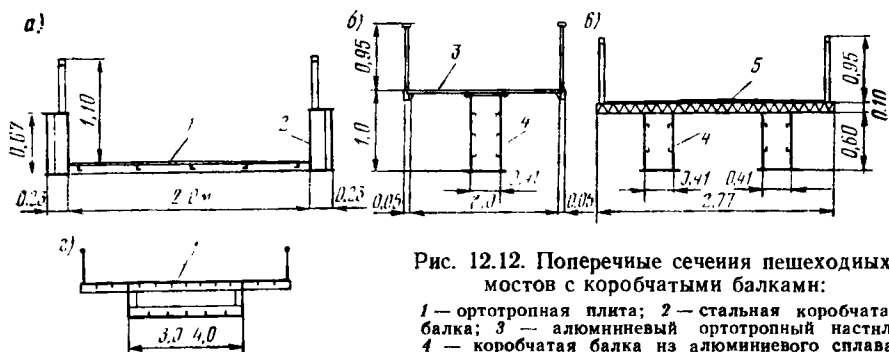


Рис. 12.12. Поперечные сечения пешеходных мостов с коробчатыми балками:

1 — ортотропная плита; 2 — стальная коробчатая балка; 3 — алюминиевый ортотропный настил; 4 — коробчатая балка из алюминиевого сплава; 5 — поперечная алюминиевая фермочка

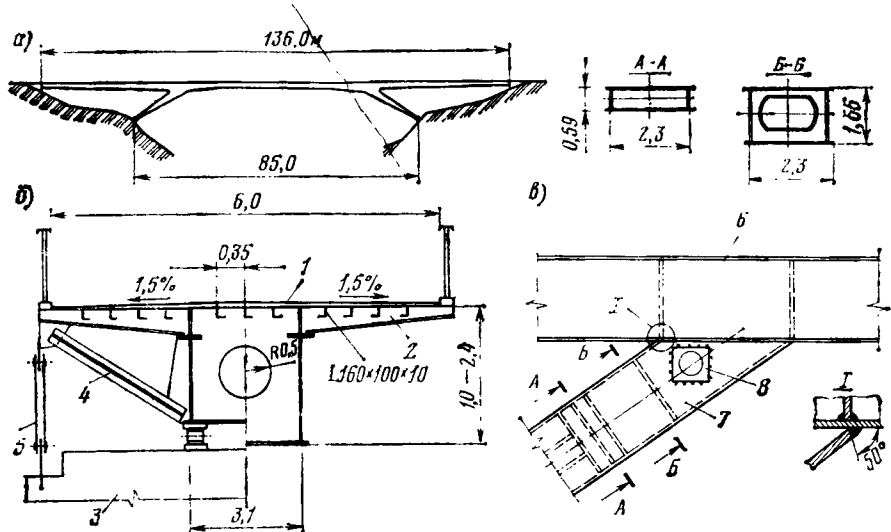


Рис. 12.13. Конструкция стального рамного пешеходного моста:

1 — ортотропная плита; 2 — поперечные балки с шагом 4 м; 3 — устой; 4 — подкос; 5 — серьговая опорная часть; 6 — ригель моста; 7 — наклонная стойка моста; 8 — монтажное отверстие

Ортотропная плита при этом также выполнена из алюминиевого сплава и может иметь, помимо покрывающего листа толщиной 4—5 мм, и поперечные ребра таврового сечения высотой 40—50 мм. При ширине прохода более 2 м в поперечном сечении предусматривают по две узкие коробчатые балки. Настил при этом опирается на алюминиевые поперечные фермочки (рис. 12.12, в).

В мостах с шириной 4—6 м возможно использование одной широкой стальной коробчатой балки (рис. 12.12, г). Примером подобной конструкции может служить пешеходный мост с пролетом 52 м и спиральными сходами (см. рис. 12.2), сооруженный через автомагистраль в Праге (ЧССР).

Рамные пешеходные мосты обычно имеют коробчатое сечение ригеля и стоек. На практике нашли применение стальные пешеходные мосты с вертикальными и наклонными стойками, имеющими шарнирное опирание. Пролеты рамных пешеходных мостов превышают 25 м. Построенный в Одессе (1970 г.) рамный пешеходный мост имеет средний пролет 85 м (рис. 12.13, а). Ригель моста коробчатого сечения (рис. 12.13, б) поддерживается наклонными стойками, расходящимися в плане для увеличения пространственной жесткости сооружения. Для ликвидации поворотов концевых сечений ригеля свесы верхней плиты снабжены подкосами и связаны с опорой серьговыми опорными частями, воспринимающими растягивающие усилия. Конструкция моста полностью сварная. Монтажные соединения выполнены также на сварке (рис. 12.13, в).

Большим многообразием схем отличаются вантовые пешеходные мосты, которыми перекрывают пролеты более 30 м. Среди построенных

в разных странах вантовых пешеходных мостов чаще всего встречаются однопилонные конструкции (рис. 12.14, а, б). Однако с целью повышения архитектурных достоинств сооружений пилонам придают различные формы. Пилон по фасаду моста может располагаться вертикально или с наклоном. В поперечном направлении пилону придают А- или Л-образную форму (рис. 12.14, в, г). Часто применяют пилоны в виде отдельной стойки с закреплением вант в одной плоскости (см. рис. 12.14, б). В поперечном сечении стойки пилонов имеют коробчатую или трубчатую форму. При этом применение трубчатых пилонов ведет к снижению их металлоемкости по сравнению с коробчатыми на 5—8 % за счет большей работоспособности по обеспечению местной устойчивости.

Применение различных способов расположения вант позволяет придать сооружениям неповторимый облик, что имеет важное значение в условиях города.

В простейшем случае балка жесткости вантового моста состоит из двух сварных двутавровых главных балок, объединенных с железобетонной плитой для совместной работы (рис. 12.15, а). Между балками по длине пролета устанавливают поперечные связи или только горизонтальные распорки, а в местах закрепления вант — сплошные диафрагмы.

Даже при относительно больших для пешеходных мостов пролетах (более 60 м) балка жесткости может иметь высоту, не превышающую 0,5 м. Такая высота может быть обеспечена применением верхней и нижней ортотропных плит, совместно работающих за счет решетчатых поперечных связей (рис. 12.15, в). Для моста, схема которого приведена на рис. 12.14, в, высота балки жесткости составляет 0,3 м (рис. 12.15, г). Для крепления вант к балке жесткости в последней предусмотрены повышенной высоты поперечные балки с выступами.

Применяемые в вантовых пешеходных мостах коробчатые балки жесткости могут не иметь консольных свесов верхней ортотропной

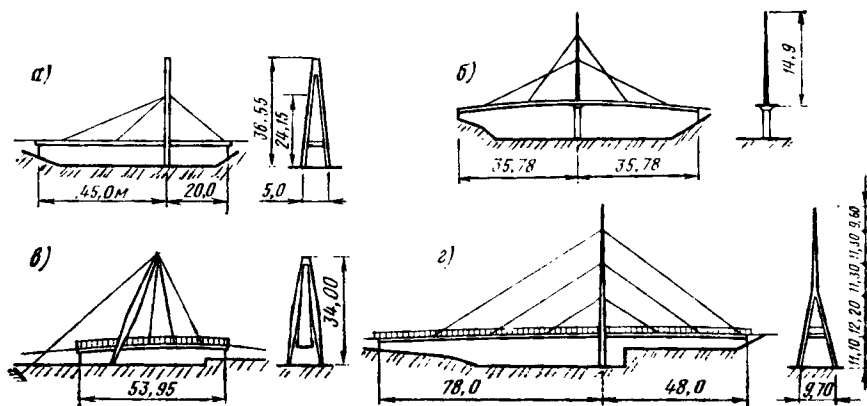


Рис. 12.14. Схемы вантовых металлических пешеходных мостов

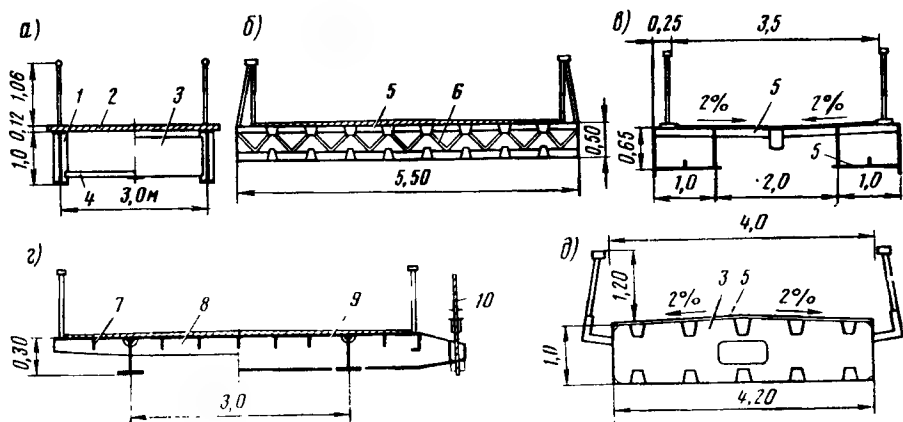


Рис. 12.15. Поперечные сечения вантовых металлических пешеходных мостов:
 1 — главная балка; 2 — железобетонная плита; 3 — диафрагма; 4 — распорка; 5 — ортотропная плита с покрытием; 6 — решетчатые связи с шагом 2,4 м; 7 — продольное ребро жесткости сечением 120×8 мм; 8 — поперечная балка сечением 250×8 мм с шагом 2,7 м; 9 — поперечная балка сечением 300×8 мм с выступом для закрепления вант; 10 — вант

плиты, что типично для мостов и эстакад под автомобильную нагрузку (рис. 12.15, д).

При небольшой высоте балок жесткости стенки обычно не требуют постановки ребер жесткости. В примененных на практике сооружениях ортотропные плиты иногда не имели продольных или поперечных ребер жесткости (рис. 12.15, в).

Конструкция пилонов и балок жесткости висячих пешеходных мостов мало отличаются от тех же конструкций вантовых мостов.

12.5. РАСЧЕТ ПЕШЕХОДНОГО МОСТА В ВИДЕ ГИБКОЙ ЛЕНТЫ

Нагрузками на пешеходные мосты являются собственный вес конструкций, равномерно распределенная нагрузка от толпы и другие воздействия (см. п. 1.5).

Расчет пешеходных мостов принципиально не отличается от расчета мостовых сооружений других видов.

Представляет интерес расчет пешеходного моста в виде гибкой ленты.

При расчете пешеходного моста в виде гибкой ленты считают, что деформации гибкой ленты не влияют на ее статическую схему, а в сечениях возникают только продольные силы.

Предположим, что действующая на ленту нагрузка является равномерно распределенной и ее интенсивность равна q (рис. 12.16, а). Зададим очертание оси ленты в виде неизвестной функции $y = f(x)$. Поскольку опорные вертикальные реакции

$$V = 0,5ql. \quad (12.1)$$

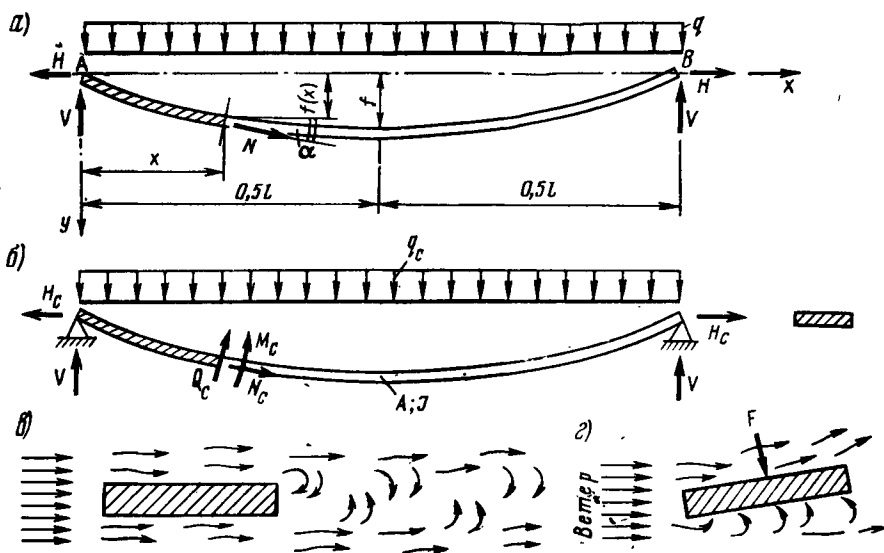


Рис. 12.16. Схема для расчета несущей конструкции пешеходного моста в виде гибкой ленты

то распор H можно определить из условия равенства нулю изгибающего момента в произвольном сечении ленты:

$$\left. \begin{aligned} Vx - 0,5qx^2 - Hy &= 0 \\ 0,5qx(l-x) - Hy &= 0. \end{aligned} \right\} \text{ или } \quad (12.2)$$

Дифференцированием уравнения (12.2) по dx получим

$$y' = \frac{df(x)}{dx} = \frac{ql}{2H} - \frac{q}{H}x. \quad (12.3)$$

Решение дифференциального уравнения (12.3) может быть записано в общем виде так:

$$y = a + bx + cx^2, \quad (12.4)$$

где a , b , c — неизвестные постоянные.

Дифференцируя уравнение (12.4) по dx и сравнивая полученное затем с исходным уравнением (12.3), будем иметь:

$$y = \frac{qx}{2H}(l-x). \quad (12.5)$$

Уравнение (12.5) определяет очертание оси ленты при заданном распоре. Из этого уравнения при $x = 0,5$ и $y = f$ получим

$$H = \frac{ql^2}{8f}. \quad (12.6)$$

Нормальные растягивающие силы в любом сечении ленты x

$$N = \frac{H}{\cos \alpha} + \frac{V}{\sin \alpha}, \quad (12.7)$$

где α — угол наклона касательной к оси ленты;

$$\cos \alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}}; \quad \sin \alpha = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}};$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{df(x)}{dx} = \frac{q}{2H} (l - x).$$

Усилие предварительного напряжения в гибкой ленте должно удовлетворять условию

$$N_p \geq N.$$

Чтобы выяснить, в каком случае в гибкой ленте не будет возникать изгибающих моментов, рассмотрим ее как однопролетную балку длиной l (рис. 12.16, б). За лишнее неизвестное в этой балке примем распор H_c . Переменные δ и Δ соответственно от $H = 1$ по направлению его действия и от нагрузки q_c по направлению распора составляют:

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \int_0^l \frac{\bar{M}_1^2}{EI} ds + \int_0^l \frac{\bar{N}_1^2}{EA} ds; \\ \Delta &= \int_0^l \frac{\bar{M}_1 M_q}{EI} ds + \int_0^l \frac{\bar{N}_1 N_q}{EA} ds, \end{aligned} \right\} \quad (12.8)$$

где $\bar{M}_1 = -ly$; $\bar{N}_1 = 1 \cos \alpha$; $M_q = 0,5 q_c x (l - x)$; $N_q = q_c (0,5l - x) \sin \alpha$; s — координата, отсчитываемая от точки A (см. рис. 12.16. а) вдоль криволинейной оси рассматриваемой балки.

Принимая во внимание, что для пологих лент

$$dx \approx ds; \quad \sin \alpha \approx 0 \text{ и } \cos \alpha \approx 1,$$

формулы (12.8) переписутся в виде

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \frac{1}{EI} \int_0^l y^2 dx + \frac{1}{EA} \int_0^l dx; \\ \Delta &= -\frac{q_c}{2EI} \int_0^l yx (l - x) dx. \end{aligned} \right\} \quad (12.9)$$

Далее после подстановки выражения (12.5) в формулы (12.9) и интегрирования получим

$$H_c = -\frac{\Delta}{\delta} = \frac{q_c}{q} HK, \quad (12.10)$$

где K — коэффициент, учитывающий влияние жесткости ленты. Этот коэффициент находят по следующей формуле:

$$K = \frac{1}{1 + \frac{120H^2 l}{q^2 l^4 A}}, \quad (12.11)$$

A — распор; I — момент инерции сечения ленты на изгиб; q — внешняя равномерно распределенная нагрузка на ленту; l — пролет ленты; A — площадь поперечного сечения ленты.

Если величина K близка к единице, несущую конструкцию можно рассматривать при расчете как гибкую ленту. В противном случае внутренние усилия в сечениях ленты определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} H_c &= 0,5q_c l \sin \alpha + H_c \cos \alpha - q_c x \sin \alpha; \\ Q_c &= 0,5q_c l \cos \alpha - H_c \sin \alpha - q_c x \cos \alpha; \\ M_c &= \frac{q_l}{2} x - H_c y - q_c \frac{x^2}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (12.12)$$

Для несущей конструкции пешеходного моста в виде гибкой ленты важное значение имеет учет поперечного воздействия ветра. При воздействии на гибкую ленту потока воздуха возникают периодические завихрения (рис. 12.16, в), вызывающие раскачивание сооружения. Помимо статического давления, эти завихрения ведут к образованию усилия F , направленного нормально к воздушному потоку (рис. 12.16, г). Усилия F могут вызвать дополнительные напряжения в ленте или нежелательные ее вертикальные колебания. Наибольшие усилия и перемещения возникают при совпадении частот собственных колебаний ленты и завихрений.

ЭЛЕМЕНТЫ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ ГОРОДСКИХ МОСТОВ, ЭСТАКАД И ПУТЕПРОВОДОВ

13.1. ПОКРЫТИЕ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ И ВОДООТВОД

К покрытию проезжей части городских мостов, эстакад и путепроводов предъявляются высокие требования, направленные на предохранение конструкций пролетных строений от попадания на них воды, обеспечение высоких скоростей и безопасности движения, а также повышение его долговечности. На железобетонных и сталежелезобетонных пролетных строениях покрытие проезжей части обычно выполняют асфальтобетонным (рис. 13.1, а) или цементобетонным (рис. 13.1, б).

В районах с сухим и жарким климатом покрытие может не иметь гидроизоляции и состоять только из слоя цементобетона увеличенной толщины и улучшенного специальными гидрофобными добавками. Возможно применение только полимерного покрытия, служащего одновременно слоем износа и гидроизоляцией (рис. 13.1, в).

Находит применение также покрытие, выполненное на основе напругающего цемента (НЦ). Слой монолитного бетона толщиной 10 см, армированный сварными сетками, укладывают на плиту проезжей части. Он выполняет одновременно роль слоев выравнивающего, гидроизоляции и защитного. Поверх бетонного слоя устраивают слой износа из асфальтобетона толщиной 5—7 см (рис. 13.1, г). Одно из преимуществ такого покрытия состоит в возможности включения его в совместную работу с несущими конструкциями.

В отечественной практике покрытия на ортотропной плите проезжей части устраивают по следующей технологии. Вначале производят пескоструйную обработку поверхности покрывающего листа, по которому затем устраивают антикоррозионный слой толщиной 0,06—0,12 мм из эпоксидно-цинковой грунтовки. Следующий слой толщиной 4,5 мм является одновременно слоем защиты антикоррозионного покрытия и сцепления. Этот слой представляет собой эпоксидно-битумную композицию со щебнем крупностью до 5—15 мм. Сверху покрытие имеет два слоя асфальтобетона общей толщиной 7—7,5 см (рис. 13.1, д). На тротуарах покрытие выполняют однослойным толщиной до 4,5 см. Из-за значительной деформативности тонкого покрывающего листа ортотропных плит в покрытии образуются трещины, а также неровности. Для создания надежного сцепления слоя износа с покрывающим листом к нему приваривают арматурную сетку. Для этих целей рекомендуется использовать арматуру периодического профиля $\varnothing$ 14—16 мм (рис. 13.1, е). Возможно применение полимербетонных покрытий (рис. 13.1, ж). При этом слой полимербетона толщиной 8—20 мм является несущим, а в качестве слоя износа применяют щебень, вдавливаемый в незатвердевший слой полимербетона.

За рубежом на ортотропных плитах применяют также покрытия, в составе которых применяют неопреновые гидроизоляцию и обмазку (рис. 13.1. з). Внедряются и другие типы тонкостенных покрытий, как, например, эпосланбетонные с толщиной всего до 1,5 см.

Важное значение для безопасности движения по городским транспортным сооружениям в зимнее время имеет состояние поверхности проезжей части. В зарубежной практике в отдельных случаях для предотвращения образования гололеда устраивают специальные сис-

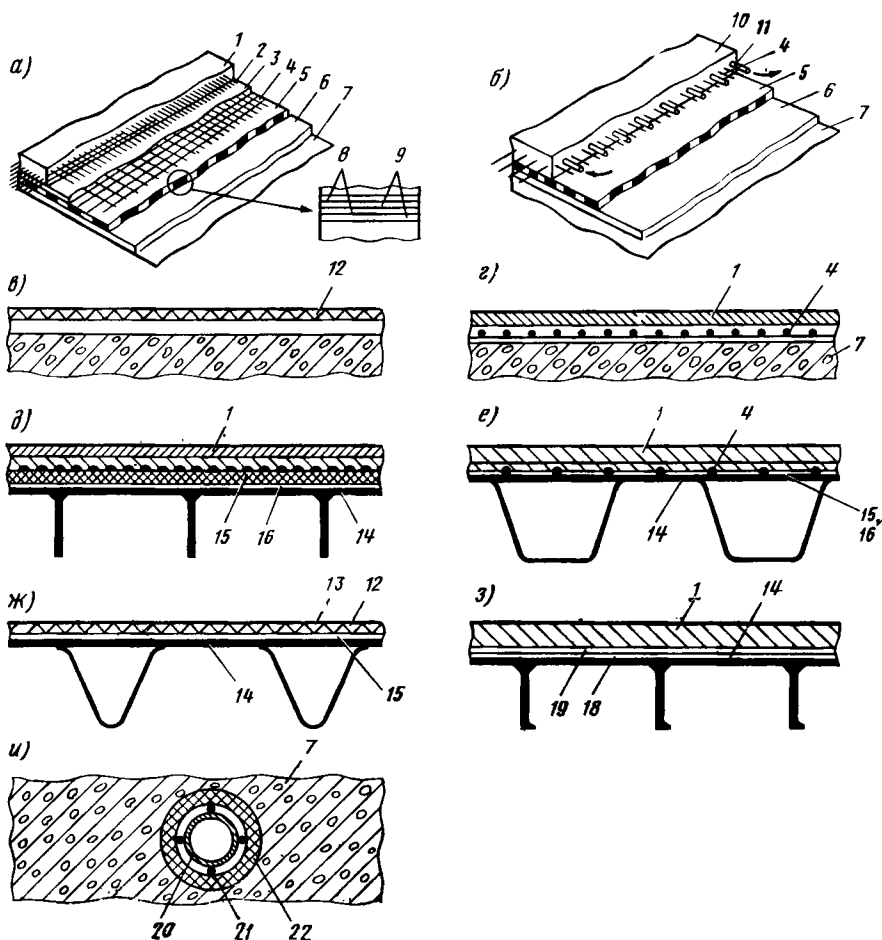


Рис. 13.1. Типы покрытий проезжей части:

1 — асфальтобетон толщиной 5—8 см; 2 — токопроводящая сетка для обогрева покрытия; 3 — защитный слой бетона толщиной 4—5 см; 4 — арматурная сетка; 5 — гидроизоляция толщиной 1—2 см; 6 — выравнивающий слой бетона толщиной 2—3 см; 7 — железобетонная плита проезжей части; 8 — слой гидроизоляции или стекловолокна толщиной по 2 мм; 9 — слой битумной мастики толщиной по 2 мм; 10 — цементобетон толщиной 7—8 см; 11 — трубка для пароводяного обогрева покрытия; 12 — полимерное покрытие толщиной 2 см; 13 — слой бетона на напрягающем цементе; 14 — покрывающий лист ортотропной плиты; 15 — антикоррозионный слой; 16 — слой сцепления; 17 — щебеночный слой износа; 18 — неопреновая гидроизоляция; 19 — неопреновая обмазка; 20 — водоотводная трубка; 21 — проводники для обогрева; 22 — электроизоляция толщиной 3,1 см

темы обогрева, автоматически включающиеся при появлении льда на поверхности проездов. Эти системы могут быть водно-паровыми и электрическими.

Система водно-парового обогрева состоит из трубок диаметром 2,5—5 см, уложенных в асфальтобетонное покрытие на глубину до 5 см. В цементобетонных покрытиях их можно размещать несколько выше (см. рис. 13.1, б). В трубки при этом подается вода температурой 50—70 °С. Расположение трубок и их подключение к теплоцентрали определяются расчетом для равномерности обогрева поверхности.

Для электрообогрева покрытия проезжей части применяются системы с низким или высоким напряжением в проводниках. В системе с низким напряжением используется оцинкованная неизолированная проволока, уложенная в покрытие на глубину 2,5—3 см. Напряжение в сети при этом составляет 25 В. Достоинство такой системы обогрева состоит в безопасности и надежности в эксплуатации (см. рис. 13.1, а). В системе с высоким напряжением (220 или 380 В) используются изолированные кабели, заглубленные в покрытие до 4 см и включаемые в городскую энергосеть.

В пешеходных мостах иногда предусматривают обогрев лестниц или пандусов для предотвращения скопления на них льда и снега. Обогревающую систему располагают в ступенях или под ними, а также под покрытием. Если пешеходные переходы или эстакады движущихся тротуаров в городах полностью закрыты, то можно устанавливать внутри радиаторы водяного или электрического отопления или устраивать вентиляцию с подогревом поступающего воздуха. Вода от растаявшего льда или снега должна сбрасываться с проезжей части и не образовывать наледей.

Для этого иногда применяют электрообогрев не только покрытия, но и водоотводных воронок (рис. 13.1, и).

На городских мостах часто предусматривают движение трамваев. В таких случаях на проезжей части отводят специальную полосу. Обычно рельсы втапливают в покрытие, а гидроизоляцию в связи с этим несколько опускают по сравнению с остальными участками покрытия (рис. 13.2).

Трамвайные рельсы можно укладывать на железобетонные рамные шпалы, засыпанные щебнем и покрытые сверху небольшими сборными железобетонными плитами (см. рис. 13.2, а) или асфальтобетоном. Пути устраивают также на тонкостенном железобетонном подрельсовом основании, уложенном на защитный слой бетона (рис. 13.2, б), на струнобетонных шпалах (рис. 13.2, в) или на продольных железобетонных лежнях (рис. 13.2, г).

С проезжей части городских мостов, эстакад и путепроводов должен быть обеспечен отвод атмосферной воды. С этой целью поверхности покрытия проезжей части придают поперечный уклон не менее 20‰. При продольном уклоне более 10‰ допускается уменьшать поперечные уклоны до 10‰.

Помимо отмеченного, по краям проезжей части предусматривают установку водоотводных трубок, расстояния между которыми принимают следующими:

Продольный уклон, ‰	< 5	5—10	10—20	> 20
Максимальное расстояние между трубками, м	6	12	24	Не нормируется

Водоотводные трубки должны быть снабжены раструбом, воронкой и решеткой. В стенках воронки устраивают отверстия для стока фильтрата с поверхности гидроизоляции.

Свободный сброс воды в городских транспортных сооружениях не допускается. Вода, попадающая с покрытия проезжей части в водоотводные трубки, может отводиться за пределы сооружения по железобетонным лоткам, устанавливаемым между балками пролетного строения на поперечины (рис. 13.3, а). Вода из водоотводных трубок может собираться также в отводную трубу, располагаемую вдоль пролетного строения с уклоном около 10‰ . В случае коробчатых пролетных строений такую трубу располагают на специальных опорных устройствах, высота которых может регулироваться (рис. 13.3, б). В местах расположения деформационных швов проезжей части между секциями отводящей трубы устанавливают резиновые компенсаторы, представляющие собой гофрированные участки трубы. Отводящие трубы могут подвешиваться к плите проезжей части снизу с помощью стержней.

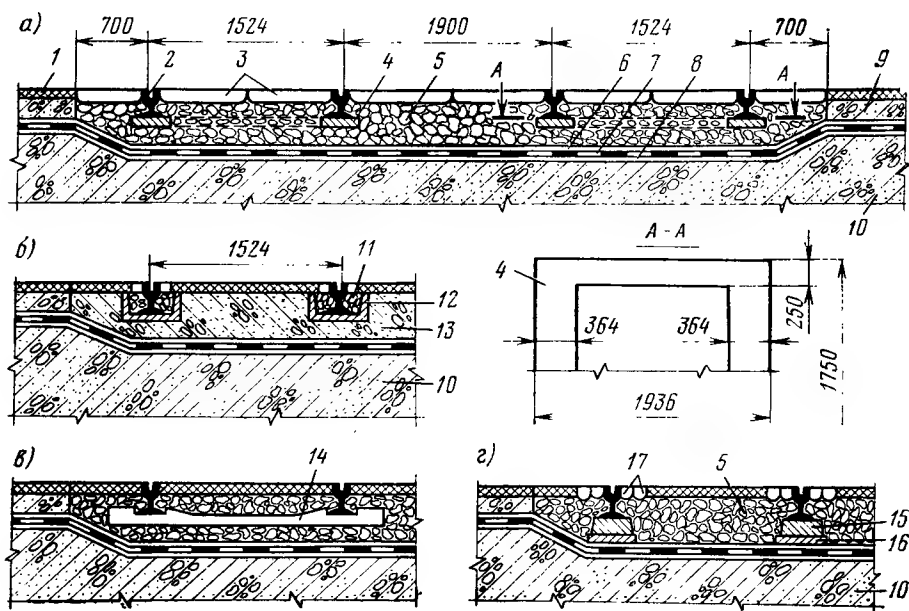


Рис. 13.2. Конструкция трамвайного пути на городских мостах:

1 — асфальтобетон толщиной 6—8 см; 2 — рельс; 3 — железобетонная плита толщиной 12 см; 4 — железобетонная рамная шпала; 5 — засыпка из щебня; 6 — защитный слой бетона с арматурной сеткой; 7 — гидроизоляция; 8 — выравнивающий слой; 9 — бетонное основание для покрытия проезжей части; 10 — плита проезжей части; 11 — щебень мелкой фракции; 12 — тонкостенное подрельсовое основание; 13 — бетонное основание; 14 — струнотонная шпала; 15 — железобетонный лежень; 16 — монолитное основание; 17 — отмостка вдоль рельсов

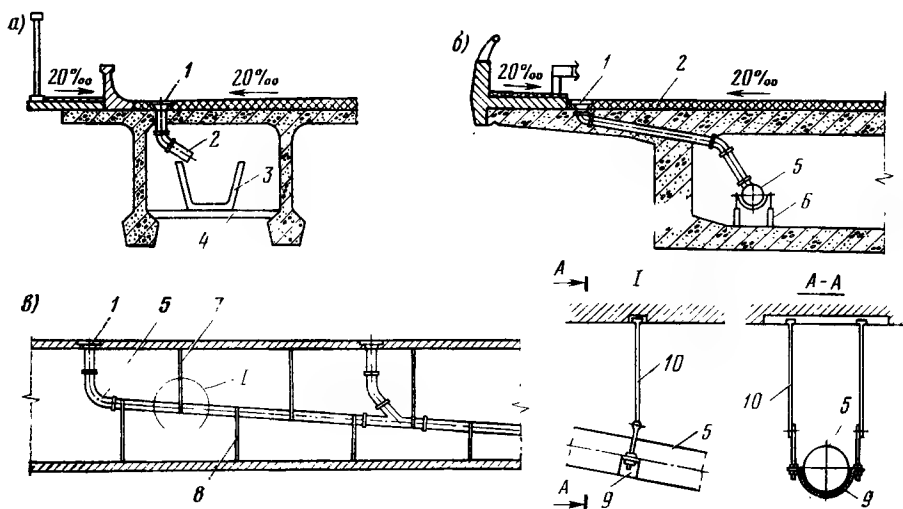


Рис. 13.3. Схемы водоотвода в городских мостах, эстакадах и путепроводах:
 1 — воронка; 2 — водоотводная трубка; 3 — железобетонный лоток; 4 — поперечины; 5 —
 продольная отводящая труба; 6 — опорное устройство; 7 — подвеска; 8 — стойка; 9 — хомут;
 10 — стержень подвески

В этом случае трубы охватывают хомутами, соединенными с подвесками шарнирно (рис. 13.3, в). Одновременно с подвесками для опирания отводящей трубы могут потребоваться стойки. Из отводящих труб вода попадает затем в городскую водосточную сеть.

13.2. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ШВЫ

Деформационные швы должны обеспечивать плавный и безопасный проезд транспортных средств по сооружению. На них действуют значительные нагрузки. Деформационные швы в большей степени, чем пролетные строения, подвержены колебаниям температуры, а также воздействию химикатов, применяемых против образования гололеда. В местах расположения деформационных швов повышается опасность повреждений покрытия и прилегающих к шву элементов пролетных строений. Деформационные швы в многопролетных со сложным расположением в плане и профиле городских транспортных сооружений должны обеспечивать большие смещения концов пролетных строений, удовлетворять нормативам надежности, долговечности, а также эстетическим требованиям.

По внешнему виду конструкции деформационных швов можно подразделить на открытые, закрытые, заполненные и перекрытые.

Открытый тип шва предполагает сохранение незаполненного зазора между сопрягаемыми элементами конструкций. Деформационные швы закрытого типа, поверх которых покрытие проходит непрерывно, обеспечивают перемещения концов пролетных строений до 15—20 мм. Основной недостаток закрытых швов, состоящий в создании трещин

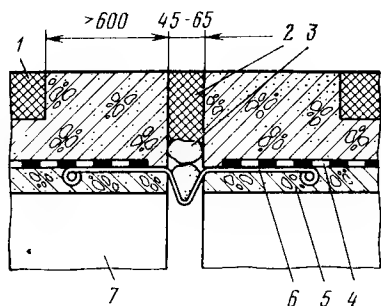


Рис. 13.4. Конструкция деформационного шва с заполнением битумной мастикой:

1 — покрытие; 2 — мастика; 3 — пористое заполнение петли компенсатора; 4 — гидроизоляция; 5 — выравнивающий слой; 6 — металлический компенсатор; 7 — плита протектного строения

и бугров в покрытии, может быть исключен путем нежесткого армирования асфальтобетона (например, сетками из стекловолокна) или повышением его деформативности за счет специальных добавок. Из швов заполненного типа наибольшее распространение получили конструкции с заполнением битумной мастикой и резиновыми компенсаторами. Такого типа швы не требуют постоянного ухода, не вызывают заметных колебаний автомобилей, бесшумны и достаточно герметичны.

Конструкции швов с мастиками целесообразны для обеспечения перемещений до 15 мм (рис.

13.4). В зарубежной практике для заполнения швов применяют более долговечные и эластичные неопреновые вкладыши и полиуретановые мастики.

При перемещениях более 15 мм для городских эстакад наиболее удобны деформационные швы с резиновыми компенсаторами. Такие швы можно использовать как в прямолинейных, так и в криволинейных пролетных строениях. В швах с раскрытием до 50 мм применяют резиновые компенсаторы выпуклой лотковой, трубчатой, ленточной формы или в виде полос со сложной формой сечения (рис. 13.5, а). Такие швы обеспечивают перемещения до 50 мм. При этом в покрытии проезжей части остается щель переменной ширины, которая не создает заметных помех для движения транспорта. Резиновые компенсаторы закрепляются и удерживаются за счет предварительного сжатия, приклеивания клеями холодного отверждения или привулканизированием к металлическому окаймлению. Возможно крепление компенсаторов с помощью стальных прижимных полос и болтов.

Свободные перемещения свыше 50 мм допускают резиново-металлические компенсаторы. Компенсаторы так называемого модульного типа (рис. 13.5, б) состоят из нескольких компенсаторов с промежуточными стальными элементами, скользящими по опорным балочкам с антифрикционным покрытием. При этом резиновые элементы склеивают с металлом горячим способом. Такие компенсаторы целесообразно применять при перемещениях до 100 мм.

Наиболее полно высокоэластичные свойства резины используются в немодульных швах с резиновыми плитами толщиной 50—70 мм и шириной 300—600 мм (рис. 13.5, в). Подобные швы применяют при перемещениях до 100 мм.

С целью повышения коррозиестойчивости в конструкциях деформационных швов применяют элементы из синтетических материалов. Приведенная на рис. 13.5, г конструкция, имея сравнительно небольшую ширину, позволяет перемещаться концам пролетных строений

до 120 мм. Полихлоропреновая регулирующая система шарнирно соединенных элементов удерживает средний стальной профиль в одном и том же положении. Использование дополнительных стальных элементов способствует увеличению перемещений до 600 мм.

Для обеспечения свободы больших перемещений наряду с резиновыми компенсаторами в деформационных швах городских мостов и транспортных сооружений применяют скользящие стальные листы. При этом различают швы с плоским, скошенным и плавающим листами, обеспечивающие перемещения соответственно до 100, 200 и 300 мм.

Конструкция шва с плоским листом состоит из окаймления с ребрами жесткости, скользящего по резиновым подкладкам стального листа и прижимного устройства (рис. 13.6, а). Для улучшения сцепления колес автомобилей с листом его поверхность делают гофрированной. Система пружин обеспечивает плотное прилегание скользящих листов к окаймлению и тем самым препятствует хлопанию листов при проходе через шов автомобилей.

В швах со сплошными листами они перемещаются по наклонному окаймлению. Изменяя угол наклона окаймления, можно обеспечить различные перемещения концам пролетных строений. Конструкция шва с плавающим скошенным листом, помимо отмеченных выше эле-

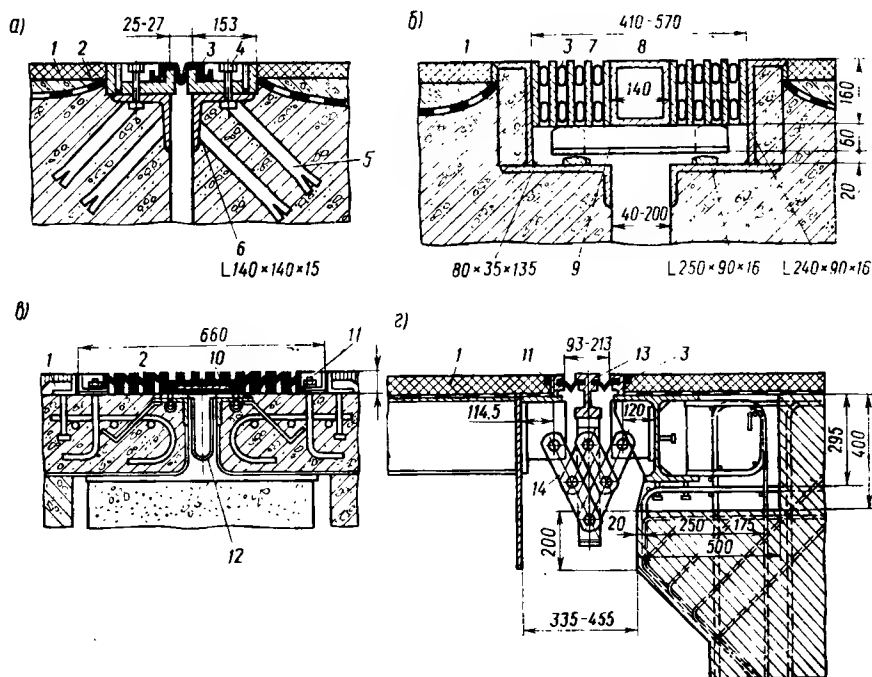


Рис. 13.5. Конструкция деформационных швов с резиновыми компенсаторами: 1 — покрытие; 2 — гидроизоляция; 3 — резиновый компенсатор; 4 — болт; 5 — анкер; 6 — окаймление; 7 — промежуточный стальной элемент; 8 — продольная распределительная коробка; 9 — опорные балочки; 10 — завулканизированный в резину стальной лист; 11 — эластичный материал; 12 — водоотводный лоток; 13 — стальные профили; 14 — регулирующие полихлоропреновые элементы

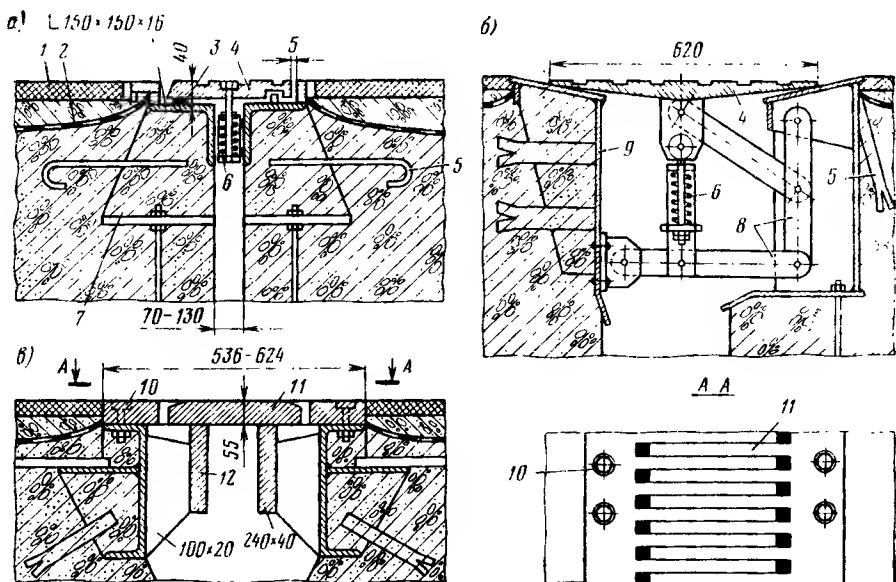


Рис. 13.6. Конструкция деформационных швов со скользящими листами и гребенчатой плитой:

1 — покрытие; 2 — гидроизоляция; 3 — резиновая прокладка; 4 — скользящий стальной лист; 5 — анкер; 6 — прижимная пружина; 7 — ребро жесткости окаймления; 8 — стальные элементы регулирующего устройства; 9 — окаймление; 10 — болт; 11 — стальная гребенчатая плита; 12 — опорная планка с ребрами жесткости

ментов, имеет в своем составе регулирующее устройство, удерживающее лист по оси шва, не допуская его перекосов (рис. 13.6, б).

Вместо сплошных листов в деформационных швах с раскрытием до 300—400 мм применяют гребенчатые стальные плиты. Обычно скользящие гребенчатые плиты жестко прикрепляются к окаймлению (рис. 13.6, в). Гребенчатые швы косых пролетных строений имеют косые гребенки, зубья которых направлены вдоль оси сооружения. В криволинейных пролетных строениях используют гребенчатые швы с треугольными зубьями.

К недостаткам деформационных швов со скользящими листами и гребенчатыми плитами относятся: водо- и грязепроницаемость, необходимость очистки и окраски элементов, большой расход стали.

Совершенствование конструкций деформационных швов связано с все большим применением дешевых и менее дефицитных материалов, снижением их материалоемкости, повышением герметичности.

13.3. ОГРАЖДЕНИЯ

Ограждающие устройства, применяемые на проезжей части городских транспортных сооружений, предназначены для обеспечения безопасности движения транспортных средств и пешеходов. На современных городских мостах, эстакадах и путепроводах устраивают, помимо перильных, различные защитные ограждения. Важнейшее значение

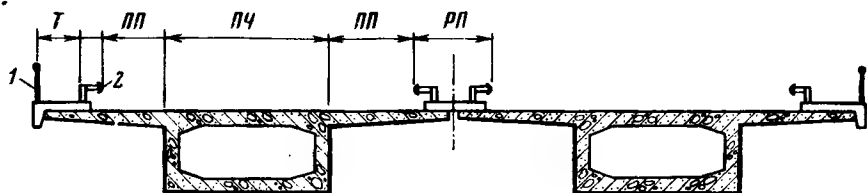


Рис. 13.7. Расположение ограждений на городском транспортном сооружении: 1 — перильные ограждения; 2 — защитные ограждения; Т — тротуар; ПП — предохранительные полосы; ПЧ — проезжая часть; РП — разделительная полоса

с точки зрения движения имеют защитные ограждения, отделяющие проезжую часть от тротуаров, разделительных полос (рис. 13.7), а также предохраняющие от соударения автомобилей с опорами транспортных пересечений. На сооружениях, где пешеходное движение отсутствует, защитные ограждения совмещают с перильными.

По конструкции защитные ограждения могут быть жесткими, полужесткими или гибкими. Наибольшее распространение имеют полужесткие ограждения из стали или алюминия. Они состоят из стоек и горизонтального элемента, прикрепляемого к ним. Стойки выполняют из стальных трубок, прокатных двутавров или швеллеров, а также сварной конструкции. Шаг расстановки стоек составляет обычно не более 6 м. Они должны быть надежно закреплены в плите проезжей части, блоках разделительной полосы или тротуаров, а также специальных выступах, устраиваемых по краям проезжей части.

Для крепления стоек их нижние концы снабжают опорными пластинами. В железобетонных или сталежелезобетонных пролетных строениях в местах расположения стоек предусматривают закладные пластины, привариваемые к арматурным стержням (рис. 13.8, а). Прикрепление стоек к закладным деталям осуществляют с помощью болтов. Возможно также закреплять стойки с использованием анкерных болтов, заделанных в бетон (рис. 13.8, б).

Для крепления стоек со стальной ортотропной плитой на ее поверхность в заводских условиях приваривают пластины, являющиеся местным усилением достаточно тонкого покрывающего листа. К этим пластинам и прикрепляют стойки сваркой или с применением болтов (рис. 13.8, в). С целью облегчения монтажа стоек и смены их в процессе эксплуатации целесообразно на заводе приваривать к покрывающему листу не пластины, а невысокие стойки с верхней опорной площадкой (рис. 13.8, г). Приварка стоек ограждения на монтаже непосредственно к листу ортотропной плиты нежелательна из-за образования деформаций и связанных с ними остаточных напряжений.

В качестве горизонтального элемента полужестких ограждений наиболее часто применяют профилированные стальные планки, изготовленные холодным гнутьем. Ширина планок составляет 270—350 мм. Толщина листа планок определяется расчетом и в большинстве случаев не превышает 2—4 мм. При соударении автомобилей с ограждением планка деформируется, поглощая энергию удара. Автомобили в этом

случае не получают серьезных повреждений. Фасонные планки располагают на высоте 0,55—0,65 м над поверхностью проезжей части, что соответствует уровню центра тяжести большинства легковых автомобилей. По длине планки состоят из отдельных элементов, стыкуемых внахлест с помощью болтов. В отечественной практике фасонные планки прикрепляют болтами непосредственно к стойкам (см. рис. 13.8, а, з). За рубежом между планкой и стойкой предусматривают установку буферных подкладок, смягчающих удар автомобиля при его наезде на ограждение в месте расположения стойки. Буферной подкладкой могут служить отрезок трубы (см. рис. 13.8, б) или изогнутые стальные пластинки (см. рис. 13.8, в).

Если защитное ограждение располагается на разделительной полосе, то профилированные планки могут закрепляться с обеих сторон стоек (рис. 13.8, д). При широкой разделительной полосе устраивают два защитных ограждения (см. рис. 13.7).

В отдельных случаях фасонные металлические планки прикрепляют к железобетонным выступам, непрерывно проходящим вдоль всего пролетного строения (рис. 13, 8, е). Ограждение такого типа приближается по характеру работы к жестким ограждениям.

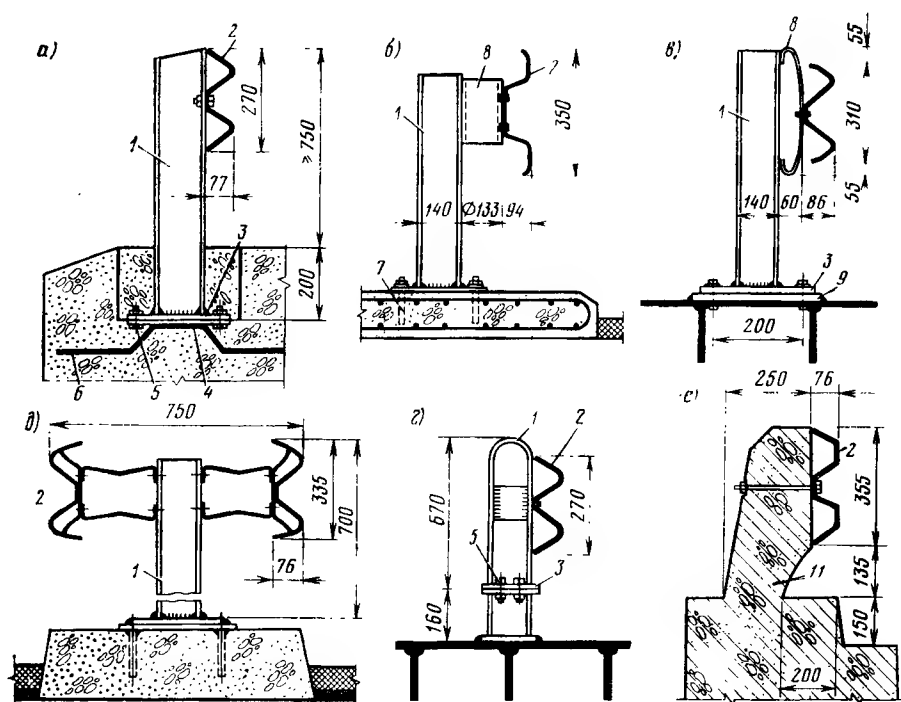


Рис. 13.8. Конструкция полужестких защитных ограждений:

1 — стойка; 2 — профилированная планка; 3 — опорная пластина; 4 — закладная пластина, 5 — болты; 6 — арматура; 7 — анкерный болт; 8 — буферная подкладка; 9 — пластина, при вариваемая на заводе; 10 — участок стойки, прикрепляемый на заводе; 11 — выступ

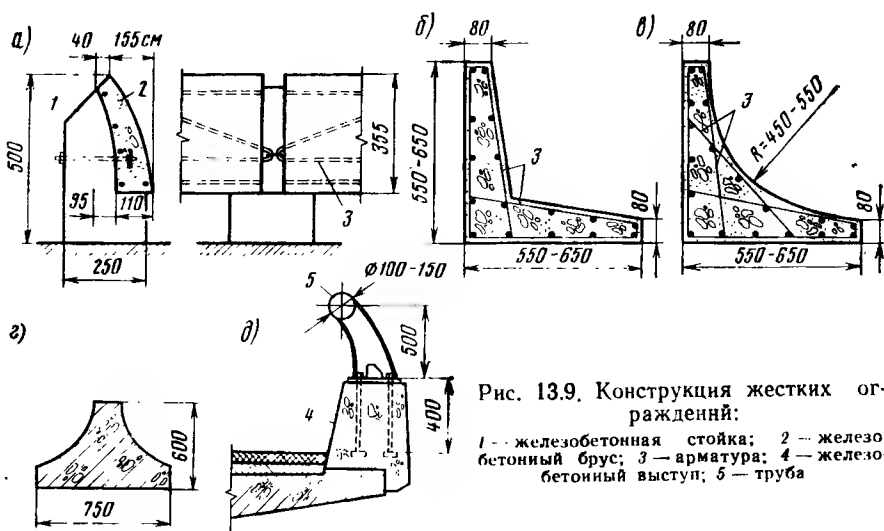


Рис. 13.9. Конструкция жестких ограждений:

1 — железобетонная стойка; 2 — железобетонный брус; 3 — арматура; 4 — железобетонный выступ; 5 — труба

Применяемые на сооружениях и подходах к ним жесткие защитные ограждения выполняют из металла или железобетона. При наезде автомобиля на жесткое ограждение оно практически не деформируется, однако обеспечивается принцип торможения и удержания транспортного средства от переезда его через ограждение. При таких ограждениях не исключены существенные повреждения автомобилей и травмы пассажиров. Вместе с тем такие конструкции реже требуют замены.

Ограждение в виде железобетонного бруса с цилиндрической гранью, укрепленного на железобетонных стойках, чаще всего применяют на подходах к сооружениям. Сборные элементы бруса соединяются между собой с помощью арматурных выпусков (рис. 13.9, а).

Жесткие ограждения уголкового профиля (рис. 13.9, б, в) обеспечивают плавное возвращение наезжающих колес на проезжую часть. В пределах разделительной полосы применяют железобетонные ограждения с цилиндрическими вогнутыми гранями (рис. 13.9, г).

На металлических пролетных строениях жесткие ограждения выполняют в виде уголкового выступа, образованного из листов и усиленного диафрагмами. В некоторых случаях внутренние полости ограждений такого типа заполняют монолитным бетоном, что увеличивает жесткость ограждения и предохраняет внутренние поверхности от коррозии.

Возможны жесткие ограждения комбинированной конструкции, когда выступ выполняется из железобетона, а стойки и горизонтальный элемент — металлическими. При этом в качестве горизонтального элемента применяют трубы или коробчатый брус (рис. 13.9, д).

Значительно реже жестких и полужестких ограждений применяют гибкие защитные ограждения. Горизонтальными элементами гибких ограждений являются проволоочные канаты, натянутые между стойками (рис. 13.10). Наезжающий на ограждение автомобиль вытягивает канаты и может быть отброшен ими на проезжую часть. Огражде-

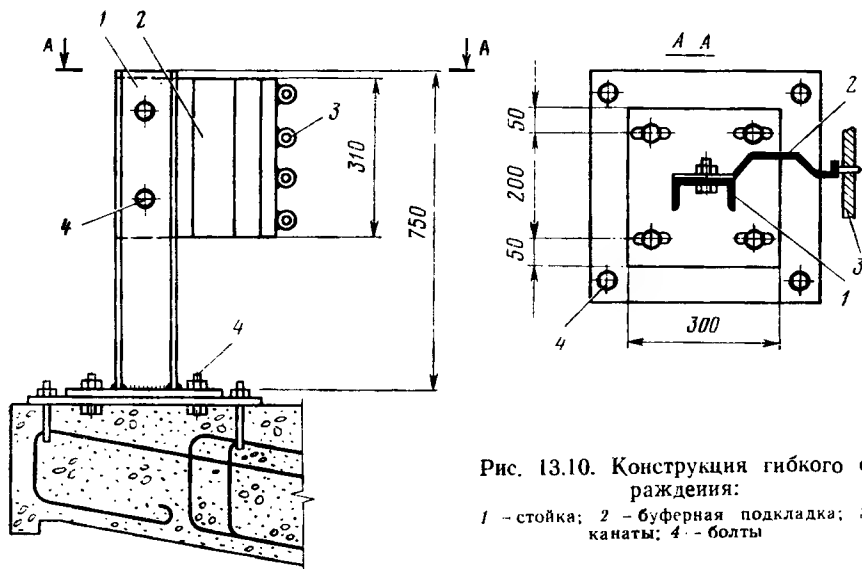


Рис. 13.10. Конструкция гибкого ограждения:

1 — стойка; 2 — буферная подкладка; 3 — канаты; 4 — болты

ния такого типа наиболее употребимы на подходах к транспортным сооружениям.

На городских эстакадах довольно часто пешеходное движение не предусматривается, и в этих случаях по краям проезжей части устраивают защитные ограждения, совмещенные с перильными ограждениями. Такие ограждения могут быть деформативными, жесткими и полужесткими.

Деформативные совмещенные ограждения могут иметь такую же конструкцию, как и обычно применяемые перильные ограждения. Единственное отличие их состоит в размещенном в поручне канате, надежно закрепленном по концам сооружения. Для улучшения деформативных свойств таких ограждений их иногда выполняют из алюминиевых сплавов.

Жесткие совмещенные ограждения образуют из стальных или дюралюминиевых стоек, снабженных одним или несколькими продольными ограждающими элементами замкнутого профиля (см. рис. 13.9, д). Стойки жестких ограждений располагают с шагом около 2,5 м.

Полужесткие совмещенные ограждения имеют горизонтальные профилированные планки, устанавливаемые на высоте 0,45—0,55 м от уровня проезжей части, а также поручни открытого или замкнутого профиля (рис. 13.11). Стойки таких ограждений высотой 1,0—1,1 м закрепляют в конструкции пролетного строения. Их выполняют вертикальными (см. рис. 13.11, а) или с наклонной (рис. 13.11, б) в противоположную от проезжей части верхнюю часть. В совмещенных ограждениях криволинейных эстакад целесообразно предусматривать установку натянутых канатов в поручнях, выполняющих роль дополнительных страховок.

На эстакадах и путепроводах часто устраивают двойные защитные ограждения — жесткие или полужесткие — перед тротуаром или

служебной полосой и деформативные — по краям несущей конструкции.

В зависимости от конструкции пролетного строения проход по тротуару или служебной полосе может располагаться выше уровня проезда автомобилей или в одном с ними уровне.

Перильные ограждения на городских мостах, эстакадах и путепроводах должны удовлетворять не только условиям прочности, но и повышенным архитектурным требованиям. Их обычно выполняют из металла и реже — из железобетона. Наибольшее распространение в настоящее время имеют бесстоечные ограждения, состоящие из поручня и решетки. Элементы решетки могут представлять собой металлические стержни или полосы, располагаемые вертикально или наклонно (рис. 13.12, а, б). При этом поручень может быть выполнен в виде железобетонного или пустотелого металлического бруса. Решетки заделывают в продольный паз тротуарных блоков железобетонных пролетных строений и замоноличивают бетоном. В цельнометаллических пролетных строениях секции перильных ограждений объединяются с ортотропной плитой тротуаров сваркой.

Перильные ограждения могут иметь горизонтально расположенные элементы заполнения, и тогда становится необходимым использование промежуточных стоек (рис. 13.12, в). Расстояние между стойками соответствует длине секций ограждений и составляет до 2,5—3 м.

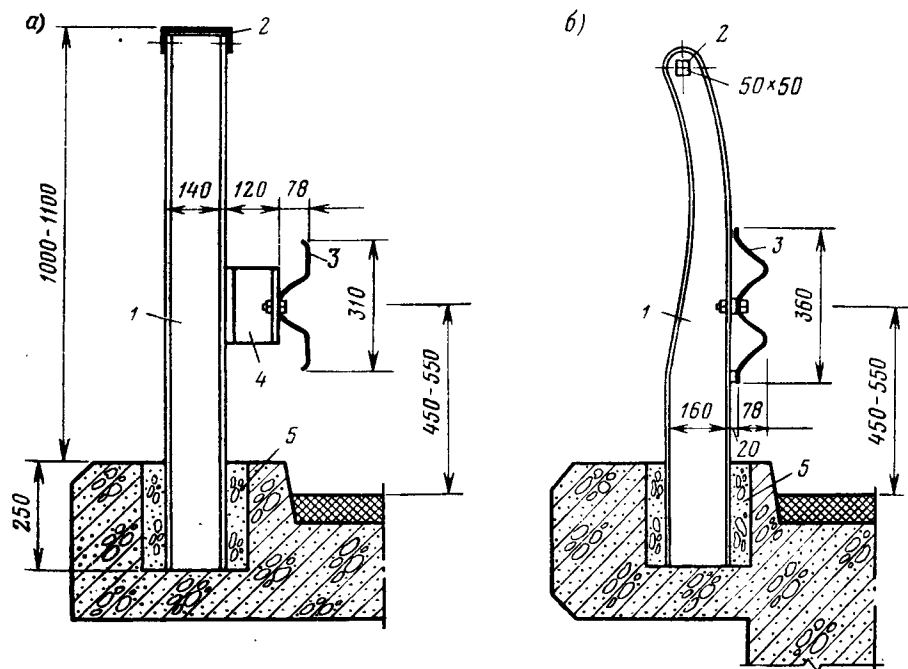


Рис. 13.11. Конструкция совмещенных ограждений:

1 — стойка; 2 — поручень; 3 — профилированная планка; 4 — буферная подкладка; 5 — монолитный бетон

На больших и высоких городских мостах может потребоваться устройство по краям сооружения ветрозащитных ограждений, предохраняющих автомобили от бокового сноса при действии ветра [5]. Часто ветрозащитные ограждения совмещают с перильными. В зарубежной практике в качестве ветрозащитных ограждений применяют армированное стекло, используемое одновременно как заполнение перильного ограждения (рис. 13.13, а). Вместо стекла ветрозащитой могут служить металлические сетки, установка которых, кроме того, на разделительной полосе позволяет исключить ослепление водителей фарами встречных автомобилей. Высота таких ограждений по краям проезжей части должна быть не менее 1,2 м, а на разделительной полосе — не менее 1,5 м.

Эффективными ветрозащитными конструкциями являются также сквозные струенаправляющие ограждения и струенаправляющие лотки, отжимающие ветровой поток вверх над проезжей частью (рис. 13.13, б, в).

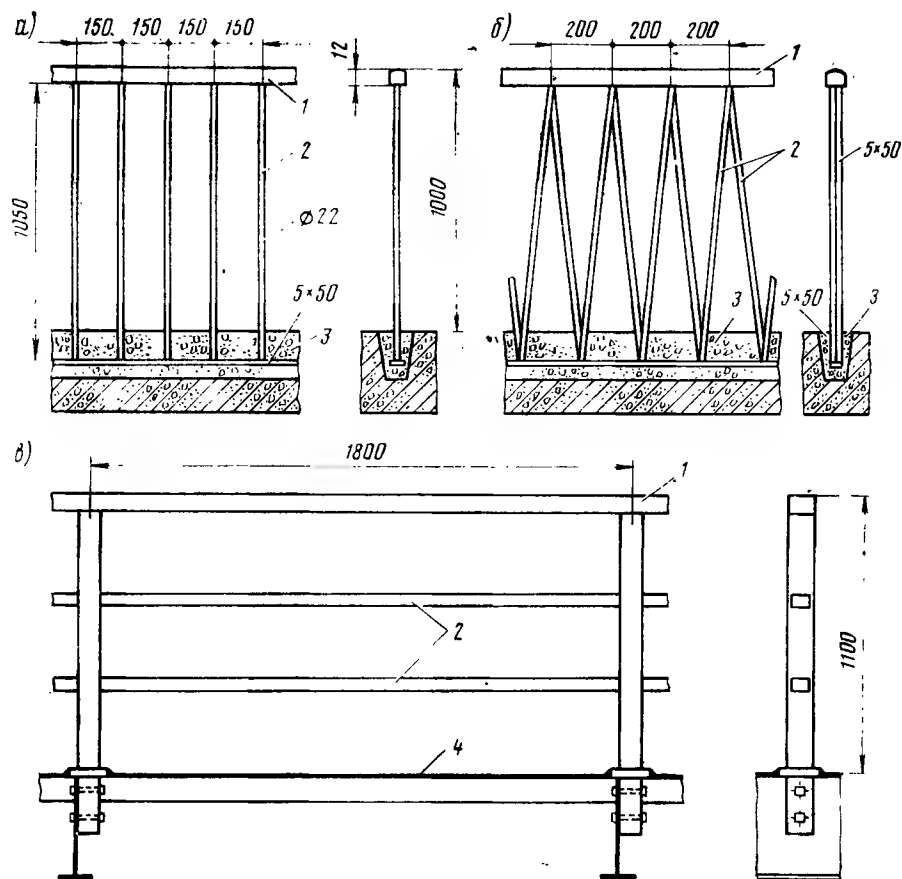


Рис. 13.12. Конструкция перильных ограждений:

1 — поручень; 2 — заполнение; 3 — монолитный бетон; 4 — ортотропная плита

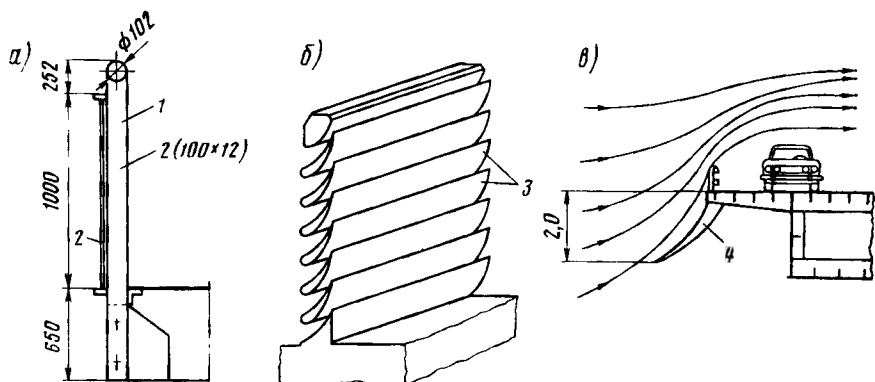


Рис. 13.13. Ветрозащитные ограждения:

1 — стойки, расположенные с шагом 1,83 м; 2 — армированное стекло; 3 — элементы заполнения сквозного струенаправляющего ограждения; 4 — ветронаправляющий лоток

Помимо различных ограждений, на городских транспортных сооружениях для повышения безопасности движения применяют амортизирующие устройства. Такие устройства устанавливают в местах ответвления или разветвления эстакад, а также перед опорами транспортного пересечения. Их выполняют из набора сосудов из полимерных материалов, металлических бочек, заполненных водой (рис. 13.14, а) или в виде железобетонного блока с пустотами (рис. 13.14, б). Они достаточно хорошо воспринимают удар автомобиля и останавливают его. Амортизирующие устройства препятствуют падению автомобилей с эстакад, столкновению их с опорами путепроводов и не приводят к значительным повреждениям транспортных средств при наезде на них.

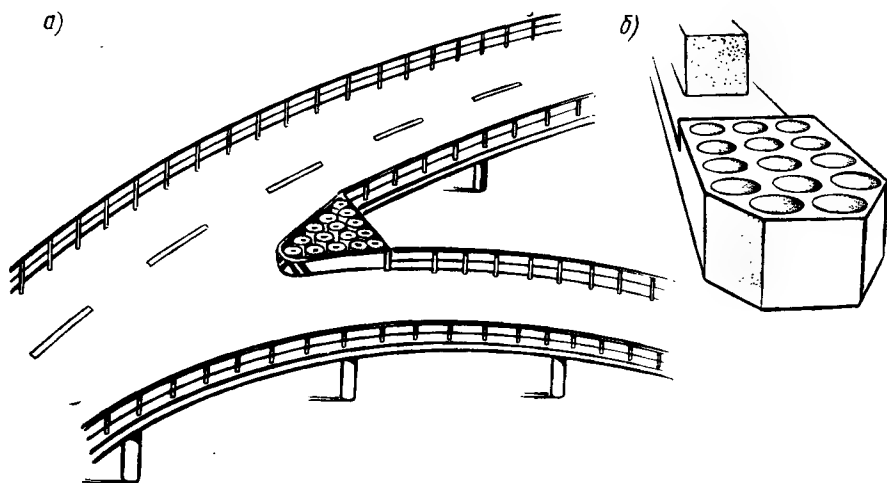


Рис. 13.14. Амортизирующие устройства

На городских улицах с интенсивным движением создается значительный шум, который может превышать допустимые нормы для расположенных вблизи зданий. При движении автомобилей по эстакадам звуковые волны частично поглощаются пролетными строениями. При этом железобетонные конструкции лучше, чем металлические, экранируют шум. В целях снижения уровня шума по краям пролетных строений предусматривают установку противозумных ограждений в виде щитов. Для улучшения внешнего вида сооружений такие щиты часто делают из прозрачных материалов.

13.4. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЗАЩИТНЫХ ОГРАЖДЕНИЙ

Расчет защитных ограждений производится на воздействия, создаваемые отдельными автомобилями при соударении с ними. При определении силы удара предполагают, что после косого наезда на ограждение автомобиль продолжает перемещаться вдоль него, замедляя свое поперечное движение (рис. 13.15, а). Угол наезда автомобиля на ограждение зависит от начального расстояния от ограждения и радиуса кривой, по которой происходит движение. Как показывают исследования [5], угол наезда θ связан со скоростью движения автомобиля v зависимостью, которая графически представлена на рис. 13.16. Если рассматривается жесткое защитное ограждение, то среднее замедление центра тяжести автомобиля в направлении, перпендикулярном ограждению,

$$\gamma_a = \frac{v_n^2}{2S} = \frac{v^2 \sin^2 \theta}{2e \sin \theta} = \frac{v^2}{2e} \sin \theta, \quad (13.1)$$

где v_n — перпендикулярная ограждению составляющая скорости движения автомобиля; S — поперечное перемещение центра тяжести автомобиля от начала до конца наезда (см. рис. 13.15, а); e — расстояние от центра тяжести автомобиля до его передней оси.

В случае полужесткого ограждения поперечное замедление

$$\gamma_a = \frac{v^2}{2(e \sin \theta + \Delta)} \sin^2 \theta, \quad (13.2)$$

где Δ — наибольшее значение поперечного перемещения ограждения (см. рис. 13.15, а), изменяющееся от нуля до нескольких десятых долей метра.

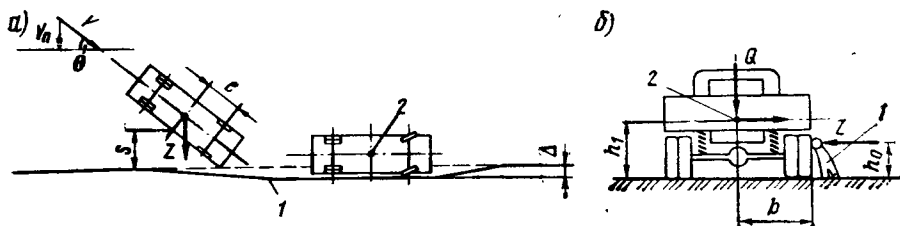


Рис. 13.15. Схемы для определения силы удара автомобиля об ограждение:

1 — ограждение; 2 — центр тяжести автомобиля

Поперечное усилие, передаваемое ограждению,

$$Z = m\gamma_3 = \frac{Q}{g} \gamma_3, \quad (13.3)$$

где m , Q — масса и вес автомобиля; g — ускорение свободного падения.

Под действием силы удара Z автомобиль не должен опрокидываться через ограждение (рис. 13.15, б). Условие устойчивости против опрокидывания можно записать так:

$$Z = \frac{Q}{g} \gamma_3 \leq \frac{Qb}{h_1 - h_0} \quad \text{или} \quad \gamma_3 \leq \frac{bg}{h_1 - h_0}, \quad (13.4)$$

где b — расстояние от центра тяжести автомобиля до внешней грани козла; h_1 — высота центра тяжести автомобиля; h_0 — высота ограждения.

По действующим нормам [25] при расчете жестких парапетных ограждений горизонтальную нагрузку принимают в виде поперечного воздействия равной 11,8 К кН, распределенной по длине 1 м. При расчете полужестких ограждений в качестве нагрузок принимают сосредоточенные силы, действующие одновременно в уровне горизонтальных планок и равные: поперек проезда 4,41 кН; вдоль 2,45К кН, где К — класс временной нагрузки АК.

В зависимости от конструкции ограждений их расчетные схемы в первом приближении можно принимать в виде разрезных или неразрезных балок. При расчете жестких ограждений нагрузку прикладывают на уровне 2/3 их высоты, что соответствует примерно радиусу качения колес грузовых автомобилей (0,50—0,55 м). Для металлических ограждений нагрузку распределяют на четыре рядом расположенные стойки.

13.5. ОСВЕЩЕНИЕ

Для обеспечения безопасности движения транспорта в темное время суток на городских мостах, эстакадах и путепроводах предусматривают искусственное освещение.

Средняя освещенность у середины проезжей части должна быть не менее 16—20 лк с постепенным переходом к неосвещенной части. Средняя и минимальная освещенность не должна различаться более чем в 2—3 раза, а максимальная и минимальная освещенность — более чем в 4—6 раз.

Для освещения проезжей части и тротуаров транспортных сооружений применяют различные осветительные устройства. Наиболее часто по краям проезжей части в створе перильных или защитных ограждений устанавливают осветительные мачты высотой 8—10 м. Светильники

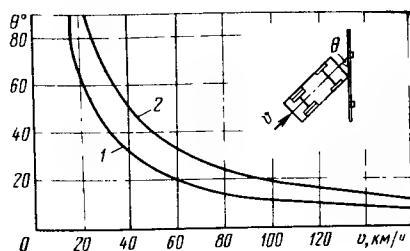
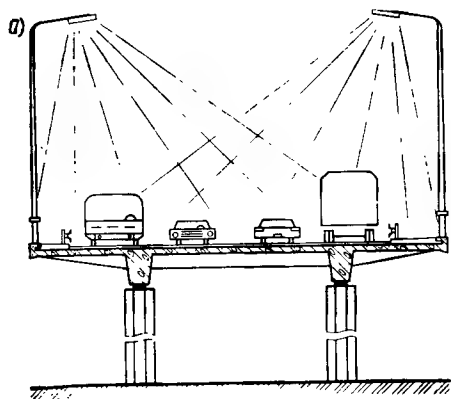
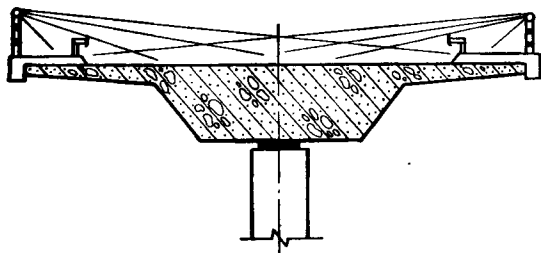


Рис. 13.16. Зависимость между углом наезда автомобиля и его скоростью: 1 — для двух полос движения; 2 — для четырех полос движения

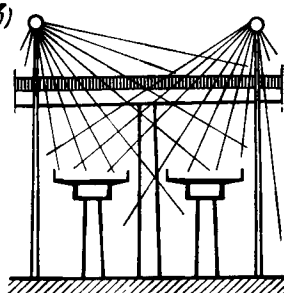
Рис. 13.17. Способы освещения проезжей части и тротуаров на транспортных сооружениях



б)



в)



ки должны быть расположены так, чтобы наилучшим образом обеспечивалась освещенность проезжей части. С этой целью мачты выполняют с выносом светильников в сторону проезжей части (рис. 13.17, а). Источники света размещают в рефлекторах, ограничивающих угол распространения пучка света и предотвращающих ослепление водителей транспорта.

Для эстакад и путепроводов может оказаться удобным размещение светильников в поручнях перильного ограждения (рис. 13.17, б). В этом случае достигается достаточно равномерная освещенность проезжей части и тротуаров, а защитные ограждения выделяются темными полосами, что улучшает ориентацию водителей при проезде через сооружение. Перильные ограждения со светильниками имеют высоту 1,0—1,2 м и могут быть как металлическими, так и железобетонными. Светильники в обоих поручнях располагают непрерывно или с интервалами в шахматном порядке.

При освещении пересечений в разных уровнях применяют высокие мачты, располагаемые на нижнем уровне (рис. 13.17, в). Этим исключается необходимость устройства сложной системы освещения с частым расположением осветительных мачт в каждом уровне. Вместе с тем такой способ освещения становится малоэффективным при туманах и снегопадах.

На нижней поверхности эстакад в городах и в многоярусных сооружениях можно также прикреплять светильники для освещения подэстакадного пространства.

Количество светильников, их мощность и тип освещения определяют соответствующими светотехническими расчетами.

13.6. РАЗМЕЩЕНИЕ ГОРОДСКИХ КОММУНИКАЦИЙ

Для пропуска над реками, оврагами и другими естественными препятствиями коммуникаций используют, помимо специальных сооружений, и городские мосты.

Элементы подземных сетей (водопровода, газопровода, электрокабелей и др.) следует прокладывать по мостам так, чтобы удовлетворялись эксплуатационные требования для этих сетей, не нарушались требования, предъявляемые к самому мосту, не усложнялось его строительство. В период эксплуатации моста необходимо обеспечить удобный доступ ко всем трубопроводам, уложенным на мосту, для их осмотра, ремонта, а при необходимости и замены. Уложенные коммуникации не должны ухудшить архитектурный облик сооружения.

Для размещения коммуникаций используют имеющиеся в пролетных строениях свободные пространства. Для прокладки труб и кабелей [25] требуется устройство специальных конструктивных элементов, не препятствующих выполнению работ по текущему содержанию и ремонту сооружений. В зарубежной практике электрокабели размещают под тротуарами и в блоках разделительной полосы (рис. 13.18, а). Такое же решение допускалось ранее и в отечественной практике. Действующие отечественные нормы не допускают прокладку коммуникаций под тротуарными блоками.

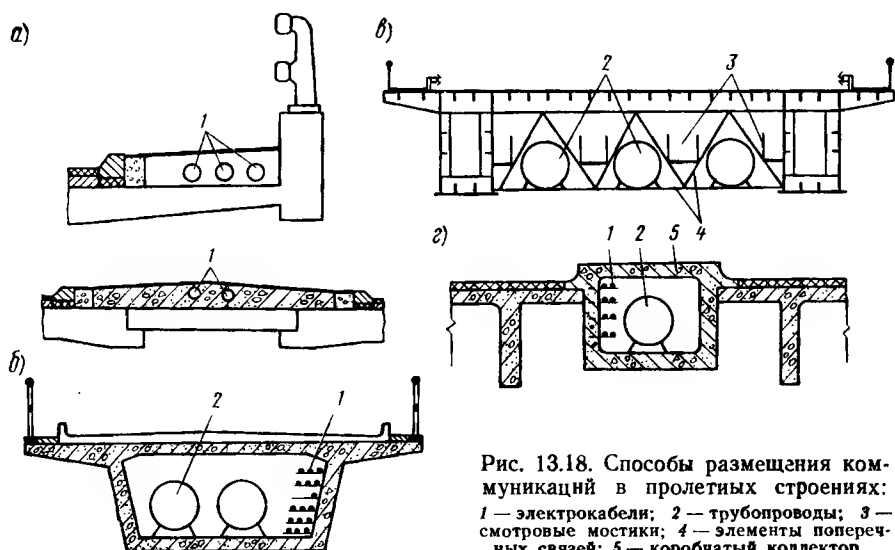


Рис. 13.18. Способы размещения коммуникаций в пролетных строениях: 1 — электрокабели; 2 — трубопроводы; 3 — смотровые мостики; 4 — элементы поперечных связей; 5 — корытчатый коллектор

В коробчатых пролетных строениях все коммуникации располагают внутри конструкции. При этом трубы укладывают по нижним плитам пролетного строения, а кабели — на специальные стеллажи (рис. 13.18, б). Нормами допускается прокладка на мостовых сооружениях линий электропередачи с напряжением не выше 1000 В.

Во всех случаях должны быть предусмотрены меры по обеспечению сохранности пролетных строений, а также непрерывности и безопасности движения по ним при прорывах и повреждениях трубопроводов и кабелей. Для этого на сооружениях необходимы устройства для выключения этих линий и коммуникаций.

В стальных и сталежелезобетонных пролетных строениях с полуоткрытым или открытым поперечным сечением коммуникационные трубы размещают на элементах поперечных связей. Осмотр труб во время эксплуатации осуществляется со смотровых мостиков, предусматриваемых между раскосами связей (рис. 13.18, в).

В железобетонных ребристых пролетных строениях коммуникации подвешивают под плитой проезжей части, используя для этого металлические хомуты, заанкеренные в плите. Если пролетное строение имеет разделительную полосу, то в ее пределах можно установить коробчатый коллектор для пропуска всех сетей (рис. 13.18, г).

Элементы пролетных строений, на которые опираются коммуникации, должны быть рассчитаны на вес заполненных трубопроводов, кабелей и поддерживающих их устройств.

Для обеспечения ввода коммуникационных сетей с подходов на мост предусматривают специальные колодцы, совмещаемые с устоями.

Поскольку температурные деформации пролетных строений и трубопроводов, проходящих по ним, в общем случае различны, то под трубопроводами приходится устанавливать опорные части, обеспечивающие их свободные смещения. По концам моста для трубопроводов устраивают специальные компенсаторы температурных перемещений. Размещение коммуникаций связано с необходимостью расчетов пролетных строений на температуру.

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЭСТАКАД И ПУТЕПРОВОДОВ

14.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Проектирование городского моста, эстакады или путепровода начинается с технико-экономического обоснования необходимости строительства сооружения. В мостах эта необходимость определяется потребностью пропуска движения через реку и экономическими потерями при отсутствии сооружения. В городских эстакадах, путепроводах или многоярусных транспортных пересечениях технико-экономическое обоснование основано на необходимости исключить потери от простоя транспорта на перекрестках, перерасход топливо-смазочных материалов, дополнительный износ резины и дорожной одежды на участках торможения, потери времени пассажиров, затраты на устройство и содержание оборудования для регулирования движения и др. Строительство пересечения в разных уровнях считается целесообразным, если срок его окупаемости не превышает 10 лет.

После выявления необходимости строительства сооружения составляют его рабочий проект, являющийся первой стадией проектирования, на которой определяют такие данные, как ширина несущей конструкции, ее пролеты, вид материала, и тип конструкции, методы организации строительства, его трудоемкость и сметную стоимость. На этой же стадии решаются общие вопросы по планировке сооружения.

Важнейшим компонентом рабочего проекта является вариантное проектирование, обеспечивающее сравнение вариантов сооружения по расходу материалов, стоимости и трудоемкости их возведения. При выборе вариантов городских транспортных сооружений необходим учет условий их планировки и связи с прилегающими улицами и существующей застройкой (см. п. 1.3). После выбора планировочного решения определяют рациональные пролеты несущей конструкции и приближенную стоимость вариантов. Следует заметить, что принятое планировочное решение часто оказывает существенное влияние на выбор типа несущей конструкции.

Для получения по вариантам расходов материалов и стоимости обычно используют укрупненные показатели расходов на единицу объема или веса, а также единичные расценки в соответствии с действующими нормативными документами.

Расход материалов в пролетных строениях зависит от статической схемы несущей конструкции, длины пролетов и может изменяться в достаточно широких пределах. Отмеченный факт отражается на графиках расхода железобетона и стали (на арматуру и несущие конструкции) заштрихованными областями, в пределах которых укладываются показатели для большинства построенных сооружений (рис. 14.1).

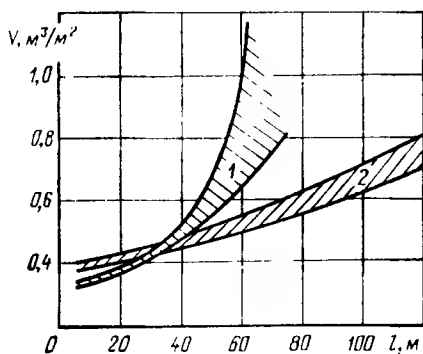
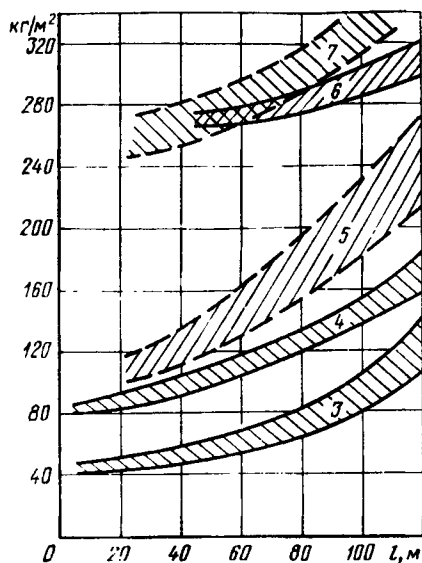


Рис. 14.1. Зависимость расхода материалов на пролетные строения от длины пролета:

1 — расход железобетона в балочно-разрезной системе; 2 — то же в балочно-неразрезной и рамной системах; 3 — суммарный расход стали в железобетонных зарубежных мостовых сооружениях; 4 — то же в отечественных сооружениях; 5 — расход стали в сталежелезобетонных зарубежных балочных пролетных строениях; 6 — то же в отечественных сооружениях; 7 — то же в цельнометаллических зарубежных балочных пролетных строениях



Расходы железобетона в отечественных и зарубежных сооружениях практически не отличаются между собой. Расход арматурной стали выше в отечественных конструкциях из-за более жестких требований строительных норм и правил.

Такое же положение и с расходом стали в металлических пролетных строениях.

Второй стадией проектирования является составление рабочей документации. На этой стадии должны быть сделаны все уточненные расчеты, запроектированы все элементы конструкции и составлен проект организации работ, а также вспомогательных сооружений. При разработке рабочей документации следует строго соблюдать принципиальные решения, заложенные в рабочем проекте. В процессе проектирования надо стремиться максимально использовать типовые решения, если их применение экономически целесообразно и не теряются архитектурные достоинства транспортного сооружения. Городские мосты, эстакады и путепроводы из типовых конструктивных элементов могут быть запроектированы в одну стадию, когда одновременно составляют рабочий проект и рабочую документацию транспортных сооружений.

14.2. ВЫБОР ОСНОВНЫХ ПАРАМЕТРОВ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Одной из первых задач, решаемых в процессе проектирования мостовой конструкции, является выбор системы пролетного строения и назначение формы поперечного сечения. Наибольшее распространение в современных городских мостах, эстакадах и путепроводах находит балочная система несущей конструкции, причем неразрезная много-

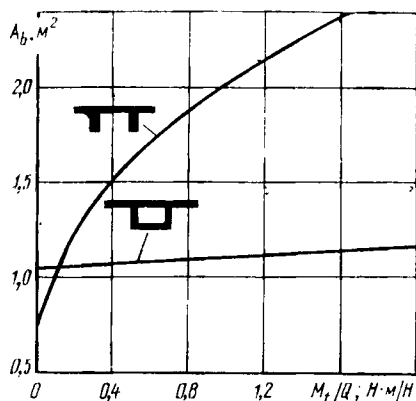
пролетная схема оказывается для большинства случаев наиболее рациональной. Реже применяется рамная система и лишь для больших пролетов (более 200 м для железобетонных и более 300 м для металлических пролетных строений) эффективной становится вантово-балочная система¹.

Рассмотрим критерии выбора типа поперечного сечения железобетонных эстакад в зависимости от ее кривизны в плане. Известно, что высота сечения, размеры плит в основном определяются работой пролетного строения на изгиб. Толщина стенок зависит от поперечной силы Q , а для криволинейных пролетных строений существенным образом и крутящего момента M_t . Поэтому на изменение расхода материалов для криволинейной несущей конструкции по отношению к прямой равной длины основное влияние будет оказывать толщина стенок.

Относительный расход железобетона, пропорциональный площади поперечного сечения A_b , для конструкций с открытым или замкнутым профилем может быть представлен графиком (рис. 14.2).

При малых M_t/Q открытые сечения выгоднее замкнутых, а при $M_t/Q > 1,0$ целесообразны коробчатые сечения.

Области рационального применения той или иной формы сечения могут быть определены на основе анализа данных по построенным сооружениям. Для пролетных строений с замкнутой формой сечения можно использовать рис. 14.3, где в зависимости от длины наибольшего пролета L и отношения ширины сечения к длине этого пролета B/L указаны области применения четырех наиболее распространенных типов поперечных сечений. В наибольшем диапазоне пролетов применяется одноконтурная форма сечения (тип А) с шириной верхней плиты до 18 м. При больших пролетах, превышающих 100 м, одноконтурные коробчатые пролетные строения используются под каждое направление движения (тип Г). При пролетах до 100 м и ширине поперечной части более 18 м чаще всего оказываются целесообразными полуоткрытые поперечные сечения (тип Б). Если требуется обеспечить ширину проезжей части более 30 м при пролетах до 100 м, то для уменьшения неравномерности распределения напряжений по ширине пролетных строений можно считать рациональным применение двух полуоткрытых сечений (тип В). Однако четкой границы перехода от сечений типа Б к сечению типа В указать нельзя. Для пролетных строений эстакад и



¹ Способы предварительного назначения длины пролетов, а также размеров поперечных сечений пролетных строений изложены в общем курсе проектирования мостов.

Рис. 14.2. Кривые для выбора формы балок криволинейных пролетных строений

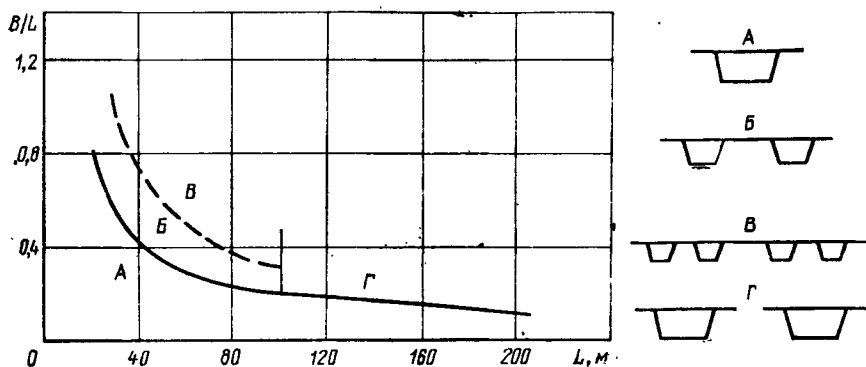


Рис. 14.3. Области рационального применения некоторых типов поперечных сечений с замкнутыми контурами

путепроводов коробчатая форма сечения наиболее распространена при пролетах более 25 м.

При составлении вариантов сооружений требуется назначить высоту пролетных строений, при которой обеспечивалась бы как прочность конструкции, так и жесткость. Для металлических коробчатых пролетных строений оптимальную высоту сечений, отвечающую максимальному использованию прочности поясов и стенок, приближенно можно определить по формуле [10]

$$h_{opt} = \sqrt[7]{\left[\frac{4,2M}{2,5R_y n} \sqrt[3]{\frac{0,53nk_\tau E}{Q(1-\mu^2)}} \right]^3} \quad (14.1)$$

где M — расчетный изгибающий момент; R_y — расчетное сопротивление материала пролетного строения; n — число стенок в сечении; k_τ — коэффициент, зависящий от отношения a/b (a — расстояние между поперечными ребрами жесткости; b — высота пластинки, заключенной между этими ребрами) и от условий закрепления краев стенки (табл. 14.1); E — модуль упругости; Q — расчетная поперечная сила в сечении; μ — коэффициент Пуассона.

Одновременно может быть определена оптимальная с точки зрения затраты материала высота сечения, которая отвечает расчету кон-

Таблица 14.1

Способ закрепления краев стенок	Коэффициент k_τ при отношении a/b , равном					
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	∞
Все края шарнирно закреплены	12,3	7,1	6,6	6,3	6,1	5,3
Все края защемлены	14,6	11,4	11,0	10,8	9,9	9,0

струкции по жесткости с максимальным использованием прочности стенок на срезывание, т. е.

$$h'_{opt} = \sqrt[10]{\left(\frac{8,4ML}{1,25AE_n} \frac{1}{\Delta}\right)^3 \frac{0,53k_r nE}{Q(1-\mu^2)}} \quad (14.2)$$

где L — пролет; A — коэффициент, зависящий от характера нагрузки и статической схемы пролетного строения (можно принять равным 9,6 как для разрезной схемы);

E — модуль упругости материала пролетного строения; Δ — нормируемый относительный прогиб пролетного строения.

В общем случае задача определения оптимальной высоты сечения пролетного строения более сложная.

При уточненных расчетах на стадии составления рабочих чертежей получаемая высота сечения будет отличаться от определяемых по формулам (14.1) и (14.2) величин.

Одна из важнейших характеристик пролетного строения — расстояние между ребрами или стенками. Когда пролеты эстакады и ее ширина уже определены, рациональное расстояние можно найти из условия минимума площади поперечного сечения, т. е. наименьшего расхода материала.

Считаем заданными отношение высоты главных балок к их пролету $\alpha_1 = h/L$ и отношение толщины плиты проезжей части к расстоянию между ребрами или стенками $\alpha_2 = t_b/x$. Средние толщины нижней плиты t_n в коробчатом поперечном сечении и толщины стенок t_c также считаем принятыми из конструктивных соображений. Тогда площадь поперечного сечения пролетного строения (рис. 14.4, а)

$$A_c = t_c hn + (B - t_c n) t_b + h_n (x - t_c) (n - 1),$$

где n — число вертикальных ребер.

Принимая приближенно $n \approx \frac{B}{x} + 1$ и учитывая отношения α_1 и α_2 , получим выражение для площади в виде

$$A_c = t_c L \alpha_1 \left(\frac{B}{x} + 1 \right) B \alpha_2 x - \alpha_2 t_c x \left(\frac{B}{x} + 1 \right) + t_n x \left(\frac{B}{x} + 1 \right) - t_n t_c \left(\frac{B}{x} + 1 \right) - t_n x + t_n t_c.$$

Вычислив производную $\frac{dA_c}{dx}$ и приравняв ее к нулю, определим расстояние

$$x = \sqrt{\frac{B t_c}{B - t_c}} \sqrt{\frac{\alpha_1}{\alpha_2}} \sqrt{L - \frac{t_n}{\alpha_1}} \quad (14.3)$$

Обозначив $\psi = \frac{B}{L}$ для коробчатого сечения, из формулы (14.3) получим

$$x = L \sqrt{\frac{\psi t_c}{\psi L - t_c}} \sqrt{\frac{\alpha_1}{\alpha_2}} \sqrt{1 - \frac{t_n}{\alpha_1 L}}, \quad (14.4)$$

а для ребристого сечения из этой же формулы

$$x = L \sqrt{\frac{\psi t_c}{\psi L - t_c}} \quad (14.5)$$

Расчеты показывают, что отношение ψ весьма незначительно влияет на величину x , и поэтому, принимая $\psi = 1$, формулы (14.4) и (14.5) получают вид:

$$\left. \begin{aligned} &\text{для коробчатого сечения} \\ &x = L \sqrt{\frac{t_c}{L - t_c}} \sqrt{\frac{\alpha_1}{\alpha_2}} \sqrt{1 - \frac{t_n}{\alpha_1 L}} ; \\ &\text{для ребристого сечения} \\ &x = L \sqrt{\frac{t_c}{L - t_c}} \end{aligned} \right\} \quad (14.6)$$

Определив x , можно найти затем число ребер стенок в поперечном сечении из выражения

$$n = \text{entier} \left(\frac{B}{x} - 1 \right) \quad (14.7)$$

Величины x , определяемые второй формулой из (14.6), представлены на графиках (рис. 14.4, б) заштрихованными областями. Нижняя

область соответствует случаю, когда ребра не требуются, т. е. сечение должно быть плитным. Для коробчатых сечений величины x , получаемые по тем же графикам, следует умножить на

$$\sqrt{\frac{\alpha_1}{\alpha_2}} \sqrt{1 - \frac{t_n}{\alpha_1 L}}$$

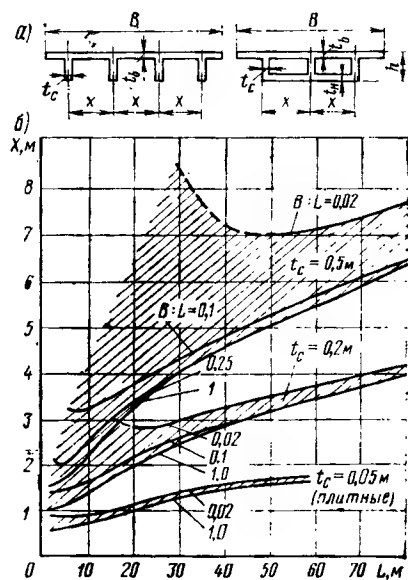


Рис. 14.4. Графики определения расстояния между ребрами и стенками в ребристых и коробчатых пролетных строениях

Пролетные строения эстакад, в том числе и криволинейных, могут быть образованы из сборных блоков. При проектировании в этом случае возникает необходимость выбора типа сборных элементов. Предположим, что криволинейное пролетное строение составлено из сборных прямолинейных балок и имеет переломы оси в приопорных сечениях. Чтобы грани плиты проезжей части были очерчены по кривой, внешнюю и внутреннюю консоли у крайних балок следует выполнять с переменным вылетом.

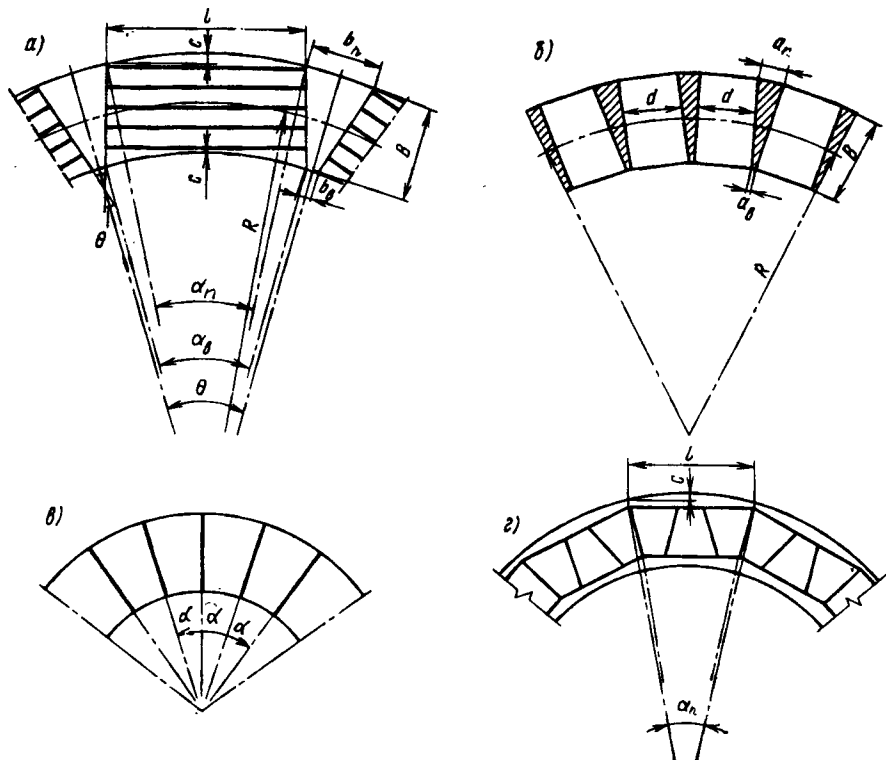


Рис. 14.5. Схемы для выбора типов сборных элементов криволинейных пролетных строений

Максимальный свес наружной или минимальный свес внутренней консоли плиты (рис. 14.5, а)

$$c = \frac{l}{2} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{4}, \quad (14.8)$$

где l — пролет прямолинейных балок; α — центральный угол кривой наружной (α_n) или внутренней (α_b) кромки плиты.

Расчеты показывают, что при определенных значениях b и α величина c может быть больше 4—5 м, что явно излишне. Примерная граница $c \leq 2 \div 3$ м будет определять возможность применения прямолинейных балок для пролетного строения заданной кривизны.

Ригель опоры криволинейного пролетного строения, на который опираются прямолинейные балки равной длины, выполняют переменной ширины в плане (см. рис. 14.5, а). Его ширина b_b по фасаду с внутренней стороны может быть задана произвольно, а с наружной стороны b_n определяется кривизной пролетного строения:

$$b_n = b_b + 2B \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}, \quad (14.9)$$

где θ — центральный угол между осями смежных ригелей опор; B — ширина пролетного строения.

В случае когда размер $b_b = 1 \div 2$ м, а $b_n \geq (2 \div 3) b_b$ от прямолинейных балок целесообразно отказаться, поскольку получающийся ригель конструктивно неудобен.

Криволинейные пролетные строения могут быть смонтированы из отдельных блоков прямоугольной формы в плане (рис. 14.5, б). Образующиеся между блоками швы заполняют раствором или бетоном в зависимости от их ширины. При этом ширину шва по внутренней грани пролетного строения принимают равной 3–5 см и 20–30 см соответственно при заполнении шва раствором и бетоном. Ширина шва по наружной грани пролетного строения

$$a_n = d \frac{B}{R} \frac{1}{1 - 0,5 \frac{B}{R}} + a_b \frac{1 + 0,5 \frac{B}{R}}{1 - 0,5 \frac{B}{R}}, \quad (14.10)$$

где d — длина блока пролетного строения; R — радиус кривизны оси пролетного строения.

Используя формулы (14.8) — (14.10), можно получить однозначный ответ относительно типа сборных элементов для пролетного строения криволинейной эстакады. В тех случаях, когда условия применения упомянутых типов блоков не удовлетворяются, можно возводить несущую конструкцию из блоков секторной формы (рис. 14.5, в) с клевыми стыками. Однако при этом размер блоков связан с кривизной пролетного строения, и поэтому исключается индустриальность изготовления таких элементов.

Можно образовать криволинейные пролетные строения из стандартных секторных блоков, располагаемых различным образом (рис. 14.5, г). Здесь длину l возможных прямых вставок определяют по формуле (14.8) в зависимости от допустимого вылета криволинейной консоли s плиты проезжей части. При этом криволинейные участки верхней плиты приходится добетонировать на месте. Достаточно часто для обеспечения съездов с городских мостов или эстакад используют короткие криволинейные ответвления. В таких случаях экономически оправдано сооружение целиком прямой конструкции.

Условие экономической целесообразности возведения прямого сооружения можно записать в виде

$$A_n C_n \leq A_k C_k, \quad (14.11)$$

где A_n , A_k и C_n , C_k — площади горизонтальной проекции, м^2 , и удельные стоимости, руб./ м^2 , соответственно прямой и криволинейной конструкций.

Разделив обе части неравенства (14.11) на $A_k C_k$, получим

$$\frac{A_n}{A_k} \leq \frac{C_k}{C_n} = K. \quad (14.12)$$

Введем обозначения

$$\xi = \frac{B_k}{R}; \quad \eta = \frac{L}{R},$$

где B_K — ширина криволинейной конструкции (рис. 14.6); R — радиус кривизны внешней грани криволинейного пролетного строения; L — пролет прямого пролетного строения.

Тогда выражения для длины отрезков km и kn (см. рис. 14.6) можно представить в виде

$$l_{km} = R(1 - A_1); \quad l_{kn} = R(1 - A_2), \quad (14.13)$$

где $A_1 = \sqrt{(1 - \xi)^2 - (0.5\eta)^2}$; $A_2 = \sqrt{1 - (0.5\eta)^2}$.

Площади горизонтальных проекций прямого и криволинейного пролетных строений с учетом (14.13) запишутся следующим образом:

$$A_n = LR(1 - A_1); \quad A_K = LR \left[(1 - A_1) - \frac{2}{3}(1 - A_1 - \xi) - \frac{1}{3}(1 - A_2) \right]. \quad (14.14)$$

Степень удорожания криволинейной конструкции по сравнению с прямолинейной можно выразить коэффициентом

$$K = 1 + \frac{B_K}{R} = 1 + \xi. \quad (14.15)$$

Подставляя выражения (14.14) и (14.15) в неравенство (14.12), получим

$$\frac{3(1 - A_1)}{2\xi - A_1 - A_2} \leq 1 + \xi. \quad (14.16)$$

Для того чтобы левая часть неравенства (14.16) представляла собой действительную величину, необходимо соблюдение следующего условия:

$$A_1^2 = (1 - \xi)^2 - (0.5\eta)^2 \geq 0,$$

что соответствует геометрическому условию (см. рис. 14.6)

$$R - B_K \geq 0.5L.$$

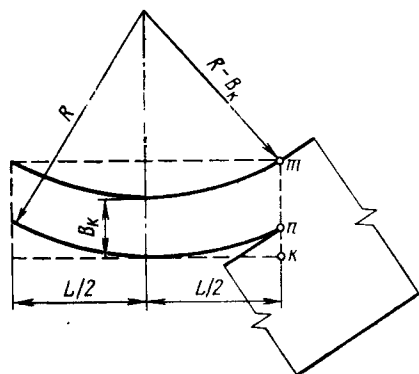


Рис. 14.6. Схема для определения площади горизонтальной проекции криволинейного ответвления

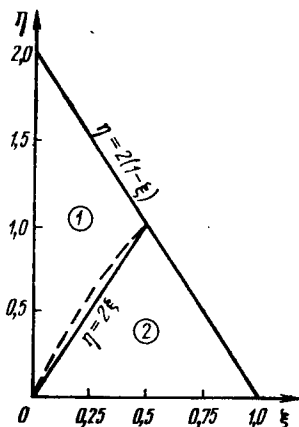


Рис. 14.7. Области рационального применения прямых и криволинейных конструкций

1 — зона криволинейных конструкций; 2 — зона прямых конструкций

Область действительных решений ограничивается прямой (рис. 14.7), функциональная зависимость которой имеет вид

$$\eta = L(1 - \xi), \quad (14.17)$$

и осями координат η и ξ .

Область действительных решений делится на две зоны, одна из которых справедлива для прямых конструкций, а другая — для криволинейных. Уравнение линии раздела области получается из неравенства (14.16) при равенстве левой и правой частей. Эта линия показана на рис. 14.7 штрихом и она весьма близка к прямой, имеющей зависимость, $\eta = 2\xi$ (сплошная линия на рис. 14.7).

Для всех точек зоны криволинейных конструкций соблюдается условие $2B_n < L$, а для всех точек зоны прямых конструкций — условие $2B_n > L$. В случае когда $2B_n = L$, стоимость обоих типов конструкций можно считать примерно одинаковой, и тогда выбор определяется планировочными или архитектурными соображениями.

14.3. НАЗНАЧЕНИЕ ШАГА ДИАФРАГМ И СВЯЗЕЙ В КОРОБЧАТЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЯХ

Устройство диафрагм и связей в пролетных строениях железобетонных и металлических эстакад и путепроводов направлено в основном на увеличение поперечной жесткости сечений. Обычно диафрагмы устанавливают с постоянным в пределах пролета шагом. При этом в цельнометаллических и сталежелезобетонных пролетных строениях диафрагмы или связи располагают конструктивно у монтажных стыков из соображений обеспечения жесткости при перевозке и монтаже, а также в середине пролетов. Обычно шаг расстановки связей принимают равным 1—1,5 ширины контура сечений. В железобетонных пролетных строениях диафрагмы устраивают только в опорных сечениях. Опорные диафрагмы необходимы для восприятия опорных реакций, а также наибольших крутящих моментов, вызывающих не только закручивание, но и искажение опорных сечений. Применение одних опорных диафрагм не позволяет в современных тонкостенных коробчатых пролетных строениях исключить или уменьшить деформации контура таким образом, чтобы вызываемые ими напряжения оказались бы пренебрежимо малыми. С позиций расчета коробчатых пролетных строений на деформацию контура представляется возможным указать такой шаг диафрагм и связей, при котором контур поперечного сечения по всей длине пролетов будет практически недеформируемым.

Предположим, что имеется тонкостенная коробчатая балка, усиленная только опорными диафрагмами. Если не изменять геометрические характеристики сечений этой балки, то изменением ее длины l и вместе с тем взаимного расстояния между диафрагмами можно добиться такого положения, при котором величина $\lambda_{II} l$ станет меньше 1. В расчетном отношении это будет соответствовать балке с недеформируемым контуром.

Если коробчатое пролетное строение усилено гибкими промежуточными диафрагмами с шагом l_d и для него $\lambda_{II} l_d < 1$, то расчет на де-

формацию контура в этом случае также не требуется.

Таким образом, для железобетонных коробчатых пролетных строений шаг расстановки диафрагм, определяемый формулой

$$l_d \approx 1 \lambda_{II},$$

обеспечивает недеформируемость контура всех сечений. При этом характеристика сечения λ_{II} вычисляется по формуле (7.25).

Расчеты показывают, что для современных пролетных строений одноконтурного сечения

$$l_d \approx 2,2a,$$

где a — ширина контура.

Для металлических коробчатых пролетных строений интервал размещения одностенчатых диафрагм или решетчатых связей, при котором обеспечивается почти полная недеформируемость сечений вдоль пролетов, должен определяться по формуле

$$l_d \approx \frac{1}{\bar{\lambda}_{II}}.$$

где $\bar{\lambda}_{II}$ — характеристика, вычисляемая по формуле (11.98).

Жесткая в своей плоскости диафрагма исключает искажения контура в том сечении, где она установлена, и поэтому поперечный изгибающий момент воспринимается такой диафрагмой полностью. Эффект расстановки диафрагм иллюстрируется рис. 14.8. При этом под M_s подразумевается поперечный изгибающий момент в середине пролета балки, не усиленной промежуточными диафрагмами. Невоспринятый поперечный изгибающий момент ΔM_s на участке между диафрагмами или связями в этом случае не вносит заметных изменений в напряженно-деформированное состояние поперечных сечений.

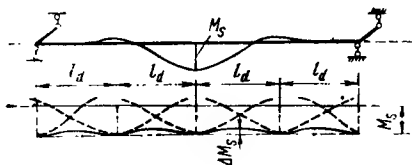


Рис. 14.8. Влияние диафрагмы на поперечные изгибающие моменты в сечениях коробчатых пролетных строений

14.4. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОМАТИЗАЦИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В связи с непрерывным ростом объемов проектных работ встает проблема интенсификации процесса проектирования с одновременным повышением качества. Это удастся решить лишь путем широкого внедрения электронно-вычислительных машин в практику проектирования. Если первоначально ЭВМ использовались в основном для реализации наиболее сложных методов расчета, то в настоящее время с их помощью выполняется значительный по объему комплекс работ по проектированию транспортных сооружений. Разрабатываемые теперь программы машинного проектирования автоматизируют не только расчетные, но и конструкторские работы, обеспечивают многовариант-

ность проектирования с выбором оптимальных решений, выдают на печать размеры и характеристики запроектированного сооружения. Такие программы входят в состав так называемой системы автоматизированного проектирования (САПР), под которой понимается комплекс средств автоматизации проектирования, взаимосвязанных со специалистами-пользователями, выполняющими автоматизированное проектирование. В отмеченный комплекс входят следующие виды обеспечения: техническое, математическое, программное, информационное, лингвистическое, методическое и организационное.

Техническое обеспечение представляет собой совокупность ЭВМ, периферийных устройств ввода и вывода информации, а также средств связи. Для автоматизированного проектирования мостовых сооружений применяют ЭВМ общего назначения, наиболее распространенными из которых являются машины единой системы ЕС ЭВМ. Для ввода программ и данных, исходящих от большого числа пользователей, применяют системные устройства ввода с перфокарт, магнитных лент и т. д. Ввод информации осуществляется обычно с помощью цифровых печатающих устройств. Для получения графической и алфавитно-цифровой документации используются графопостроители. К группе периферийных устройств относятся также терминалы, служащие для ввода и вывода информации ограниченных объемов со скоростью, определяемой возможностью человека.

Математическое обеспечение САПР представляет собой совокупность математических методов, математических моделей и алгоритмов проектирования. Элементами математического обеспечения являются алгоритмы расчета и проектирования. Программное обеспечение состоит из программ указанных алгоритмов, а также из управляющих, обрабатывающих программ и программ технического обслуживания.

Информационное обеспечение решает задачу организации, экономического хранения и быстрого поиска исходной информации.

Организационное обеспечение представляет собой комплекс мероприятий по подбору и объединению усилий специалистов разных профилей и квалификации, составлению и обоснованию графика увязки всех работ в системах САПР.

На современном уровне развития электронно-вычислительной техники процесс автоматизации проектирования представляется еще достаточно сложным, чтобы его можно полностью осуществить без участия людей на различных его этапах. В связи с этим САПР следует понимать как единство всех видов обеспечения, а также проектировщика, активно участвующего на разных уровнях проектирования. САПР, ориентированная на проектирование одного объекта, например путепровода, считается подсистемой САПР.

Рассмотрим принципиальную схему построения автоматизации процесса проектирования транспортного сооружения.

Исходными для процесса проектирования служат данные изысканий 1 (рис. 14.9), основываясь на которых проектировщик назначает место расположения сооружения, его грунтовые и гидрологические параметры, нагрузки, габариты 2. Сооружение может быть запроектировано из типовых конструкций, и тогда ЭВМ осуществляет проекти.

рование возможных схем вариантов с соответствующими расчетами экономических показателей по вариантам. При этом в памяти ЭВМ должны храниться данные о типовых проектах со всеми необходимыми для проектирования параметрами и ограничениями, касающимися условий применения отдельных конструктивных элементов 4 сооружения. На основе задаваемого критерия оптимальности и выбранной целевой функции определяются оптимальные варианты 3 сооружения. Выбор рекомендуемого к строительству проектного решения осуществляет затем инженер с помощью электронно-вычислительной машины или без нее в зависимости от числа сопоставляемых вариантов 7 моста или транспортного сооружения.

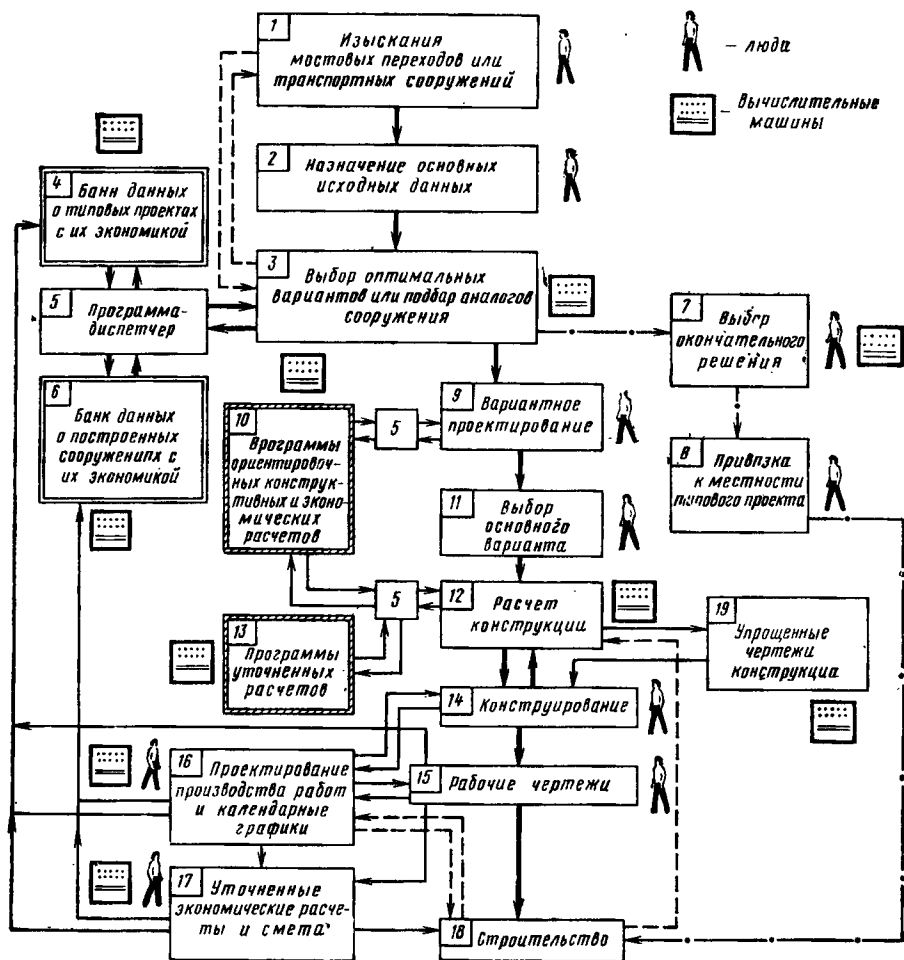


Рис. 14.9. Принципиальная схема автоматизации процессов проектирования транспортных сооружений

Для расчетов, связанных с перебором большого числа данных, имеющих в памяти ЭВМ, а также с использованием комплекта различных программ в рамках САПР применяют специальные программы — диспетчеры 5, являющиеся ключом ко всей системе. Программы-диспетчеры осуществляют контроль ввода и вывода информации, а также контроль порядка выполнения той или иной программы.

После принятия окончательного решения производится его привязка к реальной местности 8, а затем все имеющиеся на этот момент данные передаются в строительную организацию 18. Следует заметить, что автоматизированное проектирование из типовых конструкций (штрихпунктирная линия на рис. 14.9) возможно только при достаточном обширном банке данных о типовых проектах.

Если проектируется нетиповое сооружение или разрабатывается новый типовой проект, то производится подбор аналогов 3 уже запроектированных или построенных конструкций. Сведения об этих конструкциях также должны храниться в памяти ЭВМ 6. В результате сравнения машина выдает данные о нескольких сооружениях, близких по своему характеру и основным показателям к проектируемому. Возможно и смешанное направление, когда рассматриваются и типовые 4, и нетиповые 6 решения или когда часть сооружения выполняется из типовых, а часть — из элементов индивидуальной проектировки. Полученные аналоги проектируемого сооружения служат лишь исходными данными для вариантного проектирования 9, которое может выполнять ЭВМ, а чаще — проектировщик. При этом он может пользоваться комплектом программ конструктивных и экономических расчетов 10, дающих необходимые сведения для сопоставления и сравнения вариантов. Этот комплект должен состоять из программ, не требующих значительных затрат машинного времени для счета и работающих на основе минимума исходных данных. Проектировщик должен иметь возможность легко и быстро вызывать необходимую программу или несколько программ, изменять исходные данные и получать результаты расчета. По окончании вариантного проектирования инженер выбирает основной вариант конструкции 11 и согласовывает его со всеми заинтересованными организациями. Далее производится подробный расчет конструкции 12 с использованием как комплекта программы ориентировочных расчетов 10, так и программ уточненных расчетов 13. В зависимости от имеющихся устройств вывода выдается только цифровая или алфавитно-цифровая и графическая информация. Из-за несовершенств графических устройств обычно имеется возможность получать лишь чертежи общего вида, упрощенные схемы конструктивных элементов, таблицы объемов работ, спецификации.

Результаты расчетов 12 и упрощенные чертежи 19 служат основой для конструирования всех частей сооружения 14, которое выполняется инженерами-проектировщиками. В процессе конструирования может потребоваться произвести перерасчет 12 или уточнение размеров отдельных элементов сооружения. На основании окончательных конструктивных решений выполняют рабочие чертежи конструкции 15.

Одновременно с конструированием и составлением рабочих чертежей или несколько позднее разрабатывают проект организации стро-

ительства и производства работ 16, отдельные этапы которого, как, например, составление календарных или сетевых графиков производства работ, могут быть выполнены на ЭВМ. В процессе этой работы возможны некоторые непринципиальные изменения как в конструкции 14, так и в рабочих чертежах сооружения 15.

На основании рабочих чертежей и проекта организации работ производят окончательные подсчеты сметной стоимости строительства 17, которые могут проводиться как инженерами-экономистами, так и на ЭВМ.

Результаты проектирования 15, 16 и 17 передают затем строительной организации 18.

При налаженной системе автоматизации проектирования необходимые характеристики индивидуального или нового типового проекта направляют для пополнения банка данных 4 или 6.

В перспективе сфера использования вычислительной техники в процессе проектирования будет расширяться. Уже в настоящее время практика автоматизации многовариантного проектирования с использованием методов оптимизации позволяет заметно снизить расход материалов в конструкциях, а также время на проектирование.

14.5. АВТОМАТИЗАЦИЯ ВАРИАНТНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Вариантное проектирование в виде самостоятельной задачи входит в состав САПР мостов или других транспортных сооружений. На современном этапе развития САПР эта часть системы является наиболее разработанной [23].

Среди программ, необходимых для процесса проектирования с помощью ЭВМ, различают два вида: программы расчета и программы проектирования. Проектирование может проводиться только с использованием расчетных программ, и тогда возрастает скорость и качество выполняемых расчетов. Однако при проектировании одного варианта проектировщику приходится многократно обращаться к ЭВМ, так как изменение параметров объекта производит он сам. Программы проектирования в качестве подпрограмм в своем составе содержат расчетные программы. Они производят не только расчеты, но и целенаправленно изменяют размеры конструкций, ведут конструирование, фиксируют момент окончания проектирования. При однократном обращении к ЭВМ выдаются несколько вариантов проектируемого объекта.

При решении задачи вариантного проектирования приходится оперировать параметрами объекта, параметрами варианта и неизвестными величинами. Параметры объекта проектирования $A_1, A_2, \dots, A_n$ остаются неизменными в ходе решения всей задачи и составляют основную часть исходных данных. Например, при проектировании балочно-разрезного пролетного строения в качестве параметров объекта могут выступать длина пролета, характеристики временной подвижной нагрузки, физико-механические и стоимостные данные по материалам, диаметры стержней арматуры и т. д. Параметры варианта $B_1, B_2, \dots, B_m$ постоянны в пределах каждого варианта и меняются при переходе от одного к другому. Число параметров варианта m соответствует чис-

лу степеней свободы задачи проектирования. Параметрами варианта в рассмотренном случае могут быть высота пролетного строения, число балок в поперечном сечении, класс бетона пролетного строения и т. д. Неизвестные величины $X_1, X_2, \dots, X_k$ определяются в процессе проектирования каждого варианта и таковыми в конкретном случае могут быть, например, толщины элементов поперечного сечения балок пролетного строения. Искомыми в задаче вариантного проектирования являются и параметры варианта.

Для определения неизвестных справедлива система независимых уравнений:

$$V_i(X_1, X_2, \dots, X_k; B_1, B_2, \dots, B_m; A_1, A_2, \dots, A_n) = 0 \quad (14.18)$$

при $i = 1, 2, \dots, k$.

Кроме системы (14.18), в задаче вариантного проектирования должны быть учтены неравенства, ограничивающие значения неизвестных, уравнения, определяющие их верхние границы, и неравенства, устанавливающие нижние границы неизвестных.

При проектировании вариантов следует принимать во внимание ограничения, которые в общем случае представляются системой неравенств вида

$$F_i(X_1, X_2, \dots, X_k; B_1, B_2, \dots, B_m; A_1, A_2, \dots, A_n) \leq b_i \quad (14.19)$$

при $i = 1, 2, \dots, r$,

где $X_1, X_2, \dots, X_k$ — неизвестные величины; $B_1, B_2, \dots, B_m$ — параметры варианта; $A_1, A_2, \dots, A_n$ — параметры объекта проектирования; b_i — ограничительный параметр объекта проектирования; r — число ограничений.

Одним из важнейших компонентов задачи вариантного проектирования является функция цели, экстремум которой соответствует оптимальным значениям параметров варианта. В общем виде целевая функция записывается так:

$$W = f(X_1, X_2, \dots, X_k; B_1, B_2, \dots, B_m; A_1, A_2, \dots, A_n). \quad (14.20)$$

Функцией цели могут быть функции веса, стоимости объекта и т. д.

Задача вариантного проектирования считается решенной, если получена совокупность возможных решений, найдены оптимальные по принятому критерию оптимальности решения и с учетом дополнительных ограничений найдено практически оптимальное решение. ЭВМ в определенном порядке присваивает параметрам варианта конкретные значения, и они переходят в разряд параметров объекта. Задача вариантного проектирования преобразуется в простую задачу проектирования, для которой число неизвестных соответствует числу независимых уравнений. Подобная задача имеет только единственное решение, являющееся вариантом проектируемого объекта, или его не имеет вообще. Для каждого варианта определяется значение целевой функции, и сравнение их по различным вариантам позволяет выбрать оптимальное решение.

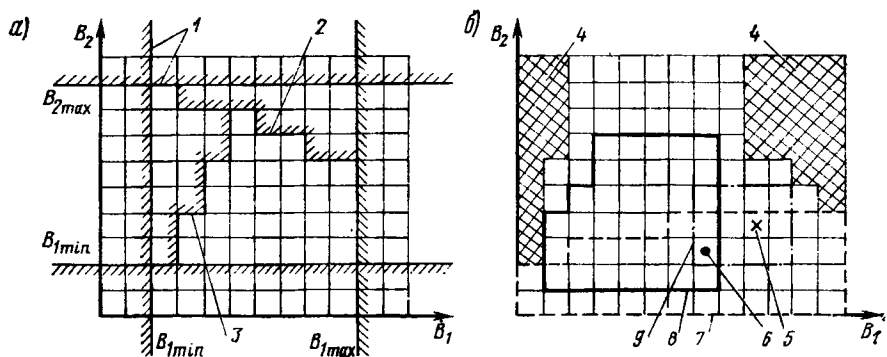


Рис. 14.10. Схемы к поиску лучшего проектного решения:

1 — граница, определенная крайними значениями параметров варианта; 2 — граница, за пределами которой простая задача проектирования не имеет решения; 3 — граница, за пределами которой не удовлетворяются дополнительные ограничения; 4 — область постоянно действующих ограничений; 5 — оптимальный вариант; 6 — практически оптимальный вариант; 7, 8 — границы областей, для которых удовлетворяются ограничения D_1 и D_2 ; 9 — граница области оптимальных решений

Если проектирование ведется без использования ЭВМ, то число сопоставляемых вариантов ограничено, критерий оптимальности обычно бывает не выбранным, а функция цели не сформулирована. Выбор наилучшего варианта требует высокой квалификации проектировщика. Может оказаться при этом, что лучшее решение не рассматривалось совсем. Такое положение с большой вероятностью исключается при автоматическом поиске оптимального варианта. При этом число рассматриваемых вариантов составляет несколько десятков и прорабатываются они достаточно подробно. ЭВМ определяет область допустимых решений, а границы этой области, соответствующие минимальным и максимальным значениям параметров вариантов B_1 и B_2 , назначает инженер (рис. 14.10, а).

Оптимальное решение находится в области допустимых решений с экстремумом целевой функции, однако оно не является лучшим. После получения от ЭВМ данных о рассмотренных вариантах проектировщик, учтя дополнительные ограничения, фиксирует границу, за пределами которой они не удовлетворяются, кроме того, на области допустимых решений обозначается граница, за которой простая задача проектирования не имеет решений (см. рис. 14.10, а).

Наибольшее значение имеет практически оптимальное решение, входящее в область допустимых решений и одновременно в области, удовлетворяющие дополнительным ограничениям.

Среди методов поиска оптимальных решений известен простой перебор вариантов. Этот метод позволяет получить полное представление о всей области допустимых решений, однако при большом количестве вариантов он становится нерациональным из-за значительных затрат машинного времени. Может быть разработан такой алгоритм поиска оптимальных решений, при котором вначале простым перебором грубо обследуется область допустимых решений, а потом направленным автоматическим поиском находятся оптимальные решения.

Имея результаты автоматического проектирования, проектировщик может определить практически оптимальный вариант. Так, например, при двух параметрах вариантов B_1 и B_2 на плоскости с соответствующими координатами откладываются их значения и каждый вариант представляется, таким образом, прямоугольником. По оси аппликат мысленно фиксируются значения функции цели W . Часть вариантов, не удовлетворяющих постоянно действующим ограничениям, отбрасывается при автоматическом проектировании (заштрихованные области 4 на рис. 14.10, б). Учитывая ограничения D_1 и D_2 , накладываемые после автоматического проектирования, находят оптимальный вариант 5. Затем очерчивают области решений 7 и 8, для которых удовлетворяются ограничения D_1 и D_2 . Если оптимальный вариант не отвечает какому-либо ограничению, например D_2 , то наносят область оптимальных решений 9, в которой значения целевой функции незначительно отличаются от экстремума. Практически оптимальный вариант 6 выбирает проектировщик из ограниченного числа вариантов, попадающих во все три очерченные области.

ЭСТАКАДЫ МОНОРЕЛЬСОВЫХ ДОРОГ**15.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МОНОРЕЛЬСОВЫХ ДОРОГАХ**

Развитие транспортных связей в крупных современных городах привело к возникновению нового вида транспорта — монорельсового. Его название связано с особым типом несущей конструкции, называемой монорельсом, представляющей собой балку или ферму, по которой перемещается поезд. Опоры с закрепленной на них балкой-монорельсом образуют монорельсовую дорогу [16].

Несмотря на возведение в городах эстакад, тоннелей и других транспортных сооружений, средняя скорость движения автомобилей остается весьма низкой. Это во многом связано с непрерывным увеличением числа автомобилей индивидуального пользования, не обеспечивающих возрастание пропускной способности улиц по пассажирам.

Рост городов, создание новых пригородных районов с крупными промышленными предприятиями, развитие городов-спутников, а также вынос аэропортов на сравнительно большое расстояние от города требуют обеспечения быстрого сообщения. Во многих случаях это возможно при выделении путей для проезда в специальные уровни, где движению не препятствует существующая уличная сеть. Наиболее эффективными оказываются скоростной трамвай, метрополитен и монорельсовый транспорт. Сравнение стоимости строительства и эксплуатационных затрат показывает, что монорельсовая дорога в несколько раз дешевле трамвая, метрополитена, наземной железной дороги и даже автостреды. Это вызвано следующими преимуществами монорельсовых дорог.

1. Поезда по монорельсовым дорогам могут двигаться со скоростями от 60 до 150 км/ч и с интервалом в 1,5—2 мин, что обеспечивает высокую пропускную способность (5—30 тыс. пассажиров в час).

2. Монорельсовая дорога обеспечивает высокую безопасность движения, так как не пересекается с другими транспортными потоками и может быть оборудована автоматической сигнализацией, блокировкой и управлением.

3. На условия движения по монорельсовой дороге заметного влияния не оказывают погодные условия.

4. Трассу монорельсовой дороги проще проложить в районах с густой застройкой, так как опоры для монорельса в большинстве случаев могут быть приняты одностоечной конструкции, занимающие незначительные пространства. Станции для посадки и высадки могут располагаться внутри городских кварталов и даже зданий, что позволяет доставлять пассажиров непосредственно к цели их поездки (вокзал, магазин, предприятие и т. д.).

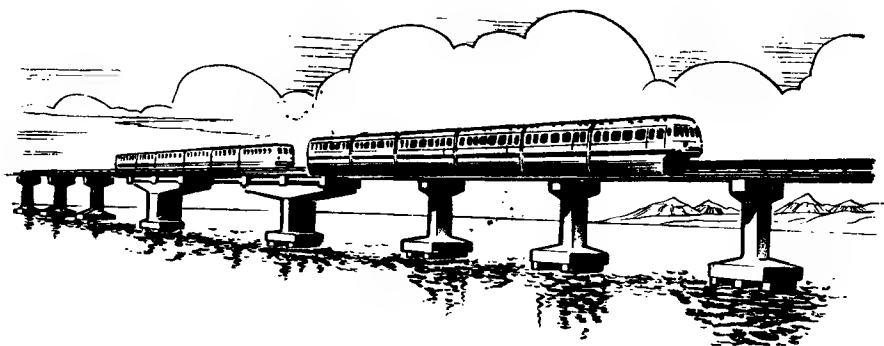


Рис. 15.1. Общий вид монорельсовой дороги

5. Строительство монорельсовых дорог ведется в основном индустриальными методами, что сокращает сроки ввода сооружений в эксплуатацию и снижает их стоимость.

6. Применение электротяги снижает уровень шума в городе и не повышает загрязненность окружающей среды.

Обычно полагают, что монорельсовый транспорт целесообразен для городов с населением не менее 1 млн. чел. Вместе с тем монорельсовые дороги успешно применяются в менее населенных городах. Целесообразным оказалось сооружение монорельсовых дорог для массовой перевозки посетителей к крупным паркам и выставкам, а также в пределах их территорий. В этой связи следует назвать построенные монорельсовые дороги к парку Дисней (США) в 1959 г., на территории Всемирной выставки ЭКСПО в Монреале (Канада) в 1967 г. и выставке передового опыта УССР в Киеве в 1968 г. В настоящее время в мире функционируют более двух десятков монорельсовых дорог и сосредоточены они главным образом в США, Японии, ФРГ, Италии, Франции и Англии. Так, например, действующая с 1964 г. между Токио и международным аэропортом Ханеда монорельсовая дорога (рис. 15.1) имеет длину 15 км и обеспечивает проезд между конечными пунктами в течение 15 мин. Пассажирская монорельсовая дорога, сооруженная в г. Вуппертале (ФРГ) в 1901 г. протяженностью 14,4 км, и сейчас еще находится в эксплуатации.

Первый проект монорельсовой дороги в России был разработан инж. И. В. Романовым, и в 1850 г. в Гатчине была построена модель дороги в натуральную величину. Там же был сооружен и действовал опытный участок в 150 сажен монорельсовой дороги. В 1901 г. инж. К. Н. Кашкиным был составлен проект быстроходной монорельсовой электрической дороги по системе И. В. Романа для обеспечения сообщений между Петербургом и Москвой. Проект, предложенный И. В. Романовым, был лучшим из всех существовавших в то время предложений иностранных изобретателей. Его использовали при строительстве подвесной дороги Балтимор — Огайо в США.

Современные монорельсовые дороги предусматривают в основном перевозку пассажиров в составах из двух-шести вагонов с широкими

дверями, обеспечивающими быструю посадку и высадку. В отдельных случаях их используют для перевозки грузов.

Балки монорельсовых дорог выполняют из железобетона или металла. В плане они могут быть как прямыми, так и криволинейными. Вагоны монорельсовых дорог выполняют из алюминия и других легких материалов, а наиболее нагруженные узлы — из высокопрочных низколегированных сталей. Движение вагонов обеспечивается качением металлических колес с ребрами по рельсам, уложенным на балках эстакады, а также колес на пневматических шинах. В последнем случае наилучшим образом достигается плавность движения вагонов.

Электродвигатели вагонов обеспечивают быстрый и плавный набор скорости, торможение и питаются от токопроводящих рельсов, к которым поступает переменный ток, преобразуемый затем трансформаторами в постоянный. Весьма эффективным считаем применение линейных электродвигателей. При этом на монорельсе предусматривают ферромагнитный рельс (развернутый ротор линейного электродвигателя), а неподвижный статор линейного ротора монтируется на независимой подвеске в вагоне, что исключает влияние двигателя на развитие колебаний системы. Кроме того, гарантируется перемещение вагонов по сырому и обледенелому пути, а также преодоление значительных продольных уклонов.

Перспективы дальнейшего развития монорельсовых дорог открываются при увеличении скорости движения по ним до 200—400 и даже до 800 км/ч. Такие скорости могут быть достигнуты при движении вагонов на воздушной подушке. Дороги с вагонами на воздушной подушке целесообразно использовать для пригородного и междугородного сообщения, причем при таких скоростях на расстояниях до 1000—1600 км они могут конкурировать с самолетами.

В разных странах ведутся также исследования и опытное строительство для создания в городах разветвленной сети монорельсовых дорог с вагонами в виде небольших кабин на несколько человек типа такси, автоматически доставляющих пассажиров по требуемой станции кратчайшим путем.

Ведутся также работы по созданию монорельсовых дорог с поездами на магнитных подушках.

15.2. КОНСТРУКЦИЯ МОНОРЕЛЬСОВЫХ ДОРОГ

В зависимости от способа закрепления монорельса на опорах различают навесные и подвесные системы эстакад монорельсовых дорог.

Навесные дороги обычно имеют одностолбчатые опоры, снабженные ригелем, на который опираются монорельсы. Если для каждого направления движения предусматриваются отдельные эстакады, то опоры имеют Г-образную форму или выполняются в виде одиночных столбов с небольшим уширением сверху (рис. 15.2, а). Для эстакад, проходящих над рекой или озером, применяют А-образные опоры.

На каждую опору могут опираться сразу два монорельса, обеспечивающие движение составов в двух направлениях. В этом случае опорам чаще всего придают Т-образную форму, а монорельсы располага-

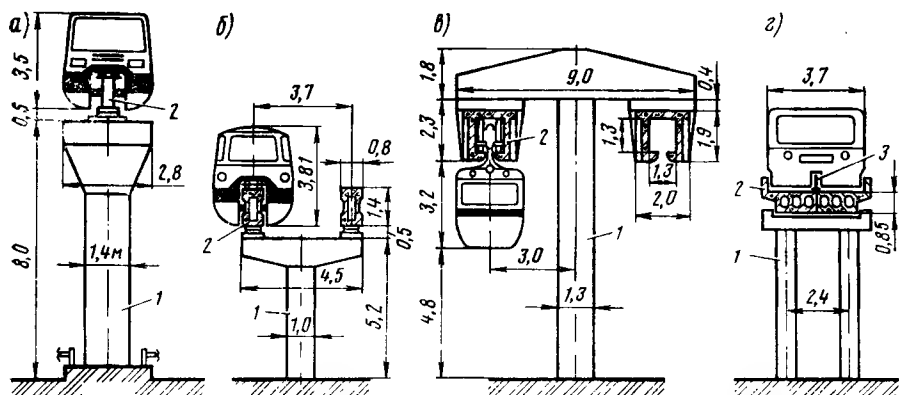


Рис. 15.2. Типы монорельсовых дорог:

1 — столбчатая опора; 2 — монорельс; 3 — направляющий элемент

ют симметрично относительно оси опор (рис. 15.2, б). При навесной системе вагоны перемещаются по монорельсам сверху, отстоящим один, от другого на расстоянии 3,5—4,5 м.

В подвесной системе монорельсы закрепляются в ригелях опор снизу, а вагоны подвешиваются к монорельсам. Для обеспечения свободной высоты под монорельсовой дорогой не менее 4,5—5,0 м требуется устройство более высоких опор, чем в навесной системе (рис. 15.2, в). Наряду с Г- и Т-образной формой опор в подвесной системе находят применение опоры в виде П-образной рамы. Опоры в навесной и подвесной системах выполняют из железобетона и металла. Конструкция опор и монорельсов в подвесной системе обычно более сложна и материалоемка, чем в навесной системе. Однако вагоны подвесных дорог могут быть легче, а их движение более плавным.

Навесная и подвесная системы монорельсовой дороги могут быть объединены в одну комбинированную систему. Такие монорельсовые дороги стали применять в последние годы.

Наряду с рассмотренными выше системами монорельсовых дорог в отдельных случаях применяют эстакады с перемещающимися по ним поездами на воздушной подушке. Для создания воздушной подушки между вагонами и монорельсом ему придают корытообразную форму. Такая форма обеспечивается при использовании плитной несущей конструкции, по краям которой предусматриваются стенки (рис. 15.2, г), а также плитно-ребристой с перевернутым П-образным сечением. Для направления движения поездов в монорельсах устраивают специальные элементы.

Пролеты монорельсов обычно назначают от 15 до 30 м. При пересечениях рек, глубоких оврагов, железнодорожных путей или широких городских автомагистралей их пролеты увеличивают до 50—60 м. Иногда для пропуска монорельсов над такими препятствиями возводят путепроводы и мосты.

Опоры эстакад монорельсовых дорог, проходящих над городскими улицами, обычно располагают в пределах предохранительной полосы

или резервной зоны. Для предохранения проезжающих по улице автомобилей от соударения с опорами вокруг них предусматривают защитные ограждения (см. рис. 15.2, а).

По статической схеме монорельсы могут быть балочно-разрезной, балочно-неразрезной или рамной системы. Для обеспечения подвижности монорельсов под действием температурных деформаций и временной нагрузки через 60—70 м по их длине устраивают деформационные швы, а также шарнирно-подвижные опорные части.

Для обеспечения плавного движения поездов, а также предотвращения раскачивания вагонов в их подвеске устраивают систему несущих и стабилизирующих колес.

Простейшая конструкция подвески вагона навесной дороги состоит из одного (или двух спаренных) несущего колеса, являющегося одновременно тяговым, перемещающегося по верхней грани монорельса, и двух стабилизирующих колес, упирающихся в боковые грани монорельса (рис. 15.3, а). Более совершенной в смысле создания надежной горизонтальной устойчивости поезда является система, имеющая четыре стабилизирующих колеса.

При подвесной системе дороги расположение колес подвески зависит от формы поперечного сечения монорельса. При П-образном сечении монорельса несущие колеса перемещаются по консольным высту-

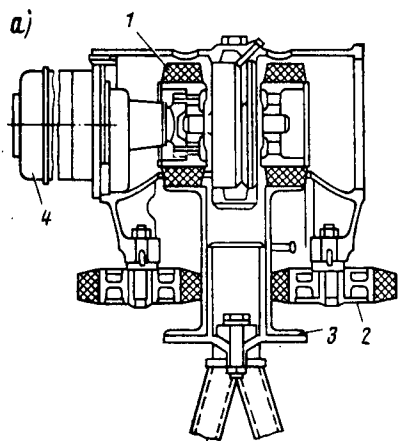
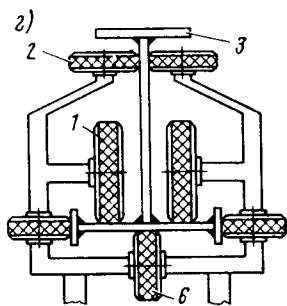
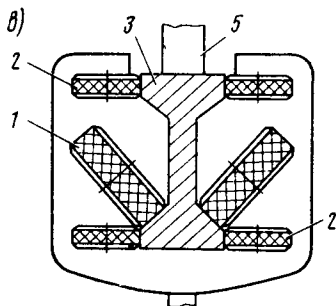
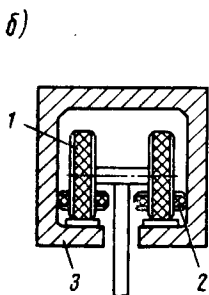


Рис. 15.3. Системы подвесок вагонов монорельсовых дорог:

1 — несущие колеса; 2 — стабилизирующие колеса; 3 — монорельс; 4 — тяговый электродвигатель; 5 — ригель опоры; 6 — дополнительное тяговое колесо



пам нижнего пояса, а стабилизирующие — по стенкам (рис. 15.3, б). Если железобетонный монорельс имеет двутавровое сечение, то несущие колеса можно направить по наклонным граням нижнего пояса, а систему стабилизирующих колес — по боковым граням как нижнего, так и верхнего поясов (рис. 15.3, в). Металлический двутавровый монорельс допускает расположение несущих колес по нижнему поясу, а стабилизирующих — по кромкам нижнего пояса и стенке (рис. 15.3, г).

Иногда диаметр несущих колес недостаточен для передачи необходимого тягового усилия, и тогда устанавливают дополнительные тяговые колеса (см. рис. 15.3, г).

На практике находят применение также разновидности рассмотренных выше систем подвесок.

В случае комбинированной системы монорельсовой дороги предусматривается две подвески соответственно для навесной и подвесной систем (рис. 15.4). При этом несущие колеса перемещаются по специальным рельсовым путям, укладываемым по консольным поперечным балкам, которые в свою очередь прикрепляются к монорельсу.

Несущие и стабилизирующие колеса могут быть пневматическими или металлическими. Пневматические колеса в большей степени, чем металлические, способствуют развитию колебаний монорельса.

Удачным оказывается применение стальных колес, покрытых по ободу резиной.

Поперечные сечения монорельсов отличаются достаточным многообразием. Железобетонные монорельсы выполняют прямоугольного, двутаврового, П-образного или коробчатого сечения в зависимости от длины перекрываемых пролетов. При пролетах 15—18 м применяют прямоугольные монорельсы. Во многих случаях на их боковых поверхностях предусматривают несколько выступающие площадки, которые представляют собой направляющие плоскости для стабилизирующих колес (рис. 15.5, а). При пролетах 18—25 м в монорельсах устраивают пустоты, облегчающие конструкцию (рис. 15.5, б). Если расстояние между опорами эстакад превышает 22—25 м, то используют монорельсы

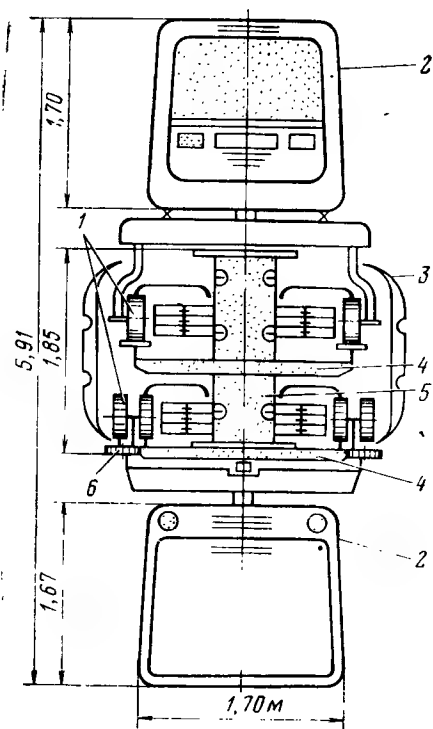


Рис. 15.4. Конструкция подвески монорельсовой дороги комбинированной системы:

1 — несущие колеса; 2 — вагоны; 3 — защитный экран; 4 — поперечная балка монорельса; 5 — металлический коробчатый монорельс; 6 — стабилизирующее колесо

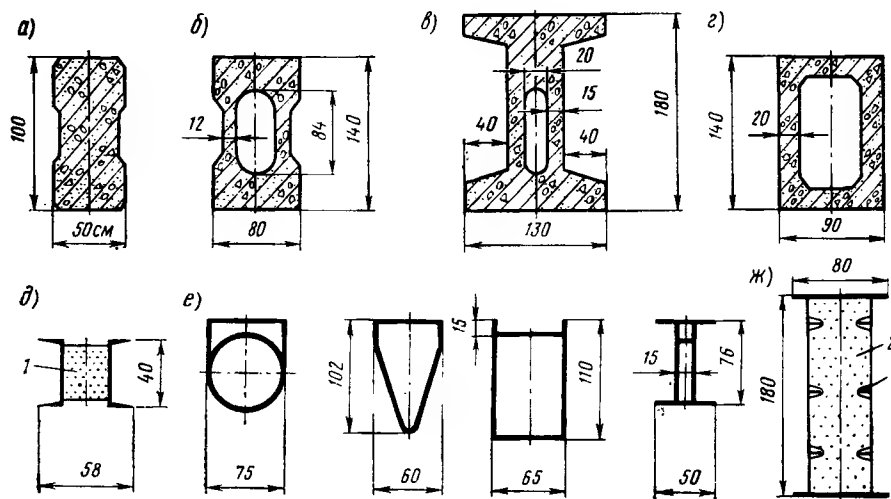


Рис. 15.5. Поперечные сечения железобетонных и металлических монорельсов: 1 — ребра жесткости; 2 — диафрагма

двутаврового (см. рис. 15.5, в), П-образного или коробчатого сечения (рис. 15.5, г). Иногда перечисленные типы сечений применяют и при меньших пролетах.

Железобетонные монорельсы наиболее удобны в навесной системе монорельсовой дороги. Металлические балки в качестве монорельсов применяются как в навесной, подвесной так и комбинированной системах дорог. При небольших пролетах монорельс образуют из одного — двух двутавров или двух швеллеров (рис. 15.5, д). Для пролетов от 15 до 40 м металлические монорельсы выполняют сварными с замкнутым поперечным сечением (рис. 15.5, е). Такие сечения особенно целесообразны при несимметричной схеме подвески, поскольку они лучше сопротивляются кручению. При небольших для монорельсовых дорог пролетах, а также в комбинированных системах коробчатое сечение развивают по высоте. Стенки таких балок усиливают ребрами жесткости, а внутри монорельса располагают диафрагмы, обеспечивающие жесткость контуру поперечных сечений (рис. 15.5, ж).

При подвесной системе дорог находят применение сталежелезобетонные монорельсы. При этом монорельс может быть железобетонным и лишь выступающие консоли, поддерживающие пути для несущих колес, выполнены из металла (рис. 15.6, а). Иногда металлическую балку монорельсов устраивают с внутренними замкнутыми полостями. Для уменьшения шума при проходе поездов полость заполняют монолитным бетоном (рис. 15.6, б). Движение несущих пневматических или колес, покрытых резиной, осуществляется по металлическим пластинам или деревянным брусьям.

Применяемые для монорельсов навесных дорог опорные части по конструкции не отличаются от устраиваемых в мостах, эстакадах и путепроводах.

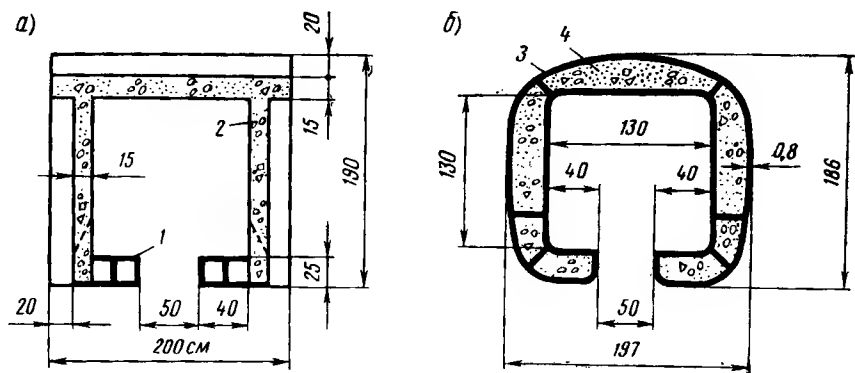


Рис. 15.6. Поперечные сечения сталежелезобетонных монорельсов:

1 — металлические консоли; 2 — железобетонная балка-монорельс; 3 — металлическая балка-монорельс; 4 — монолитный бетон заполнения

Одним из ответственных в конструкции эстакады подвесной монорельсовой дороги является узел прикрепления монорельса к ригелю опоры. Для опирания на ригель каждой опоры монорельс снабжается двумя поперечными балками, армированными жесткой арматурой. Объединение монорельса с поперечными балками при этом осуществляется путем приварки закладных пластинчатых деталей к поперечной арматуре монорельса (рис. 15.7).

Продольная арматура железобетонных монорельсов подвесных дорог обычно представляет собой пучки высокопрочной проволоки. В монорельсах навесных дорог армирование производится как напрягаемой, так и ненапрягаемой арматурой.

При пролетах до 20—25 м и стендовом изготовлении пучковая арматура с внутренними анкерами может быть расположена горизонтально (рис. 15.8), а при больших пролетах арматура может натягиваться на бетон и иметь полигональное или криволинейное очертание по длине монорельсов (см. рис. 15.7).

Опоры эстакад монорельсовых дорог и их фундаменты не отличаются от применяемых в мостовых сооружениях.

Важной частью монорельсовых дорог являются стрелочные переводы. Их устраивают при разветвлениях путей, на конечных станциях для перевода поездов на пути встречного направления, на промежуточных станциях и т. д. Конструктивно они могут быть двух типов — жесткими и гибкими.

Жесткую конструкцию стрелочного перевода выполняют в виде подвижного участка пути, на котором жестко закреплены и связаны между собой прямолинейная и криволинейная балки монорельсов (рис. 15.9, а). В одном своем положении, например, крайнем правом, непрерывный проезд осуществляется по прямолинейному монорельсу. При сдвиге всего жесткого участка в крайнее левое положение образуется криволинейный монорельс и поезда уходят на другой путь.

Перемещение жесткой конструкции стрелки с двумя балками монорельсов осуществляется по специальным уширенным опорам с ходовыми балками, под действием тяг от гидродомкратов или электромоторов. Допускаемые радиусы закругления пути позволяют сделать стрелочный перевод на длине около 30 м (см. рис. 15.9, а).

Гибкая конструкция стрелочного перевода в пределах своей длины имеет металлический монорельс, отгибаемый в нужное положение в плане для стыковки с несколькими монорельсами, расположенными вне стрелочного перевода. Гибкий монорельс может быть нарашен жестким участком, увеличивающим угол отклонения α (рис. 15.9, б).

Неотъемлемым компонентом монорельсовой дороги являются станции, предназначенные для ожидания поездов, посадки в них и высадки. Конструкция станции зависит от местных условий, интенсивности пассажиропотоков и интервалов движения подвижного состава. В пригородных зонах, где монорельсы пересекают небольшое количество улиц и автомобильных дорог, платформы станций могут быть расположены на высоте всего 1—2 м от поверхности земли (рис. 15.10, а). В пределах города платформы должны быть расположены на высоте не менее 4,5—5,0 м от уровня проезжей части на улице. Для обеспечения возможности размещения на опорах эстакады конст-

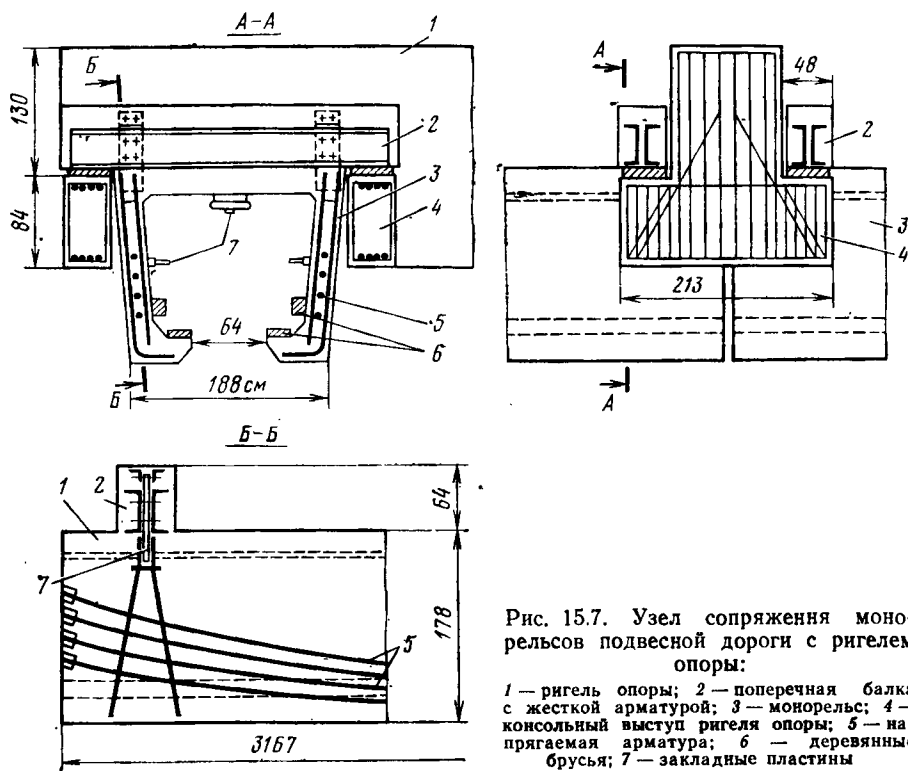


Рис. 15.7. Узел сопряжения монорельсов подвесной дороги с ригелем опоры:

1 — ригель опоры; 2 — поперечная балка с жесткой арматурой; 3 — монорельс; 4 — консольный выступ ригеля опоры; 5 — натяжная арматура; 6 — деревянные брусья; 7 — закладные пластины

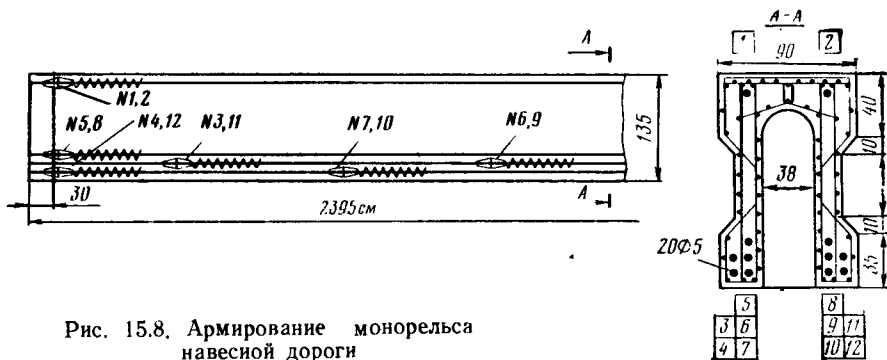


Рис. 15.8. Армирование монорейса навесной дороги

рукций платформ ригели удлиняют в обе стороны (рис. 15.10, б). Если для каждого направления движения устраивают отдельный монорейс, то станция располагается между монорейсами. Для предотвращения падения пассажиров при посадке и высадке между платформами и монорейсами должны быть предусмотрены предохранительные сетки или перекрытия (рис. 15.10, в).

Конечные, а также крупные станции в центральной части города могут быть полностью закрытыми и оснащаться эскалаторами для подъема на платформы и спуска с них (рис. 15.10, г). Иногда станции устраивают непосредственно внутри городских зданий.

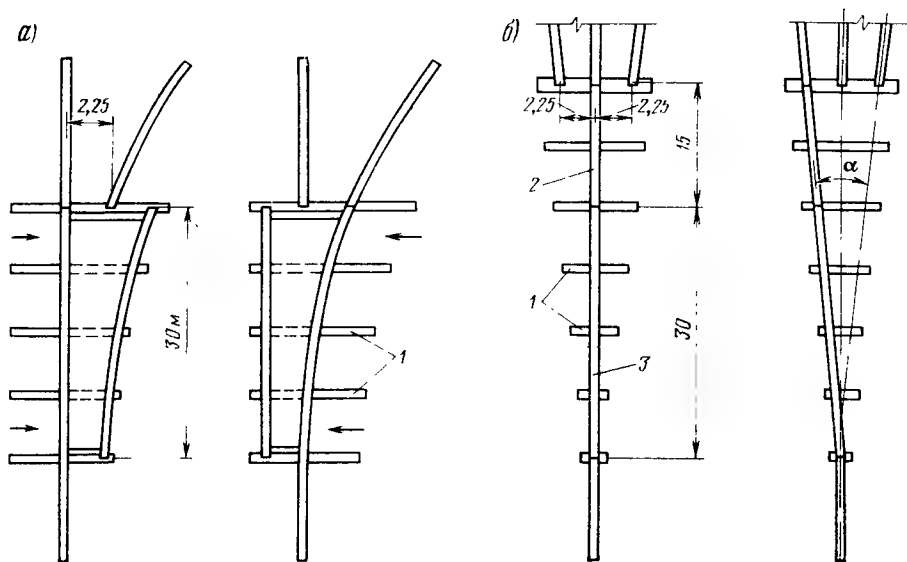


Рис. 15.9. Схемы стрелочных переводов монорейсовых дорог:

1 — ходовые балки для смещения монорейса на уширенных опорах; 2 — жесткая часть смещаемого монорейса; 3 — гибкий монорейс

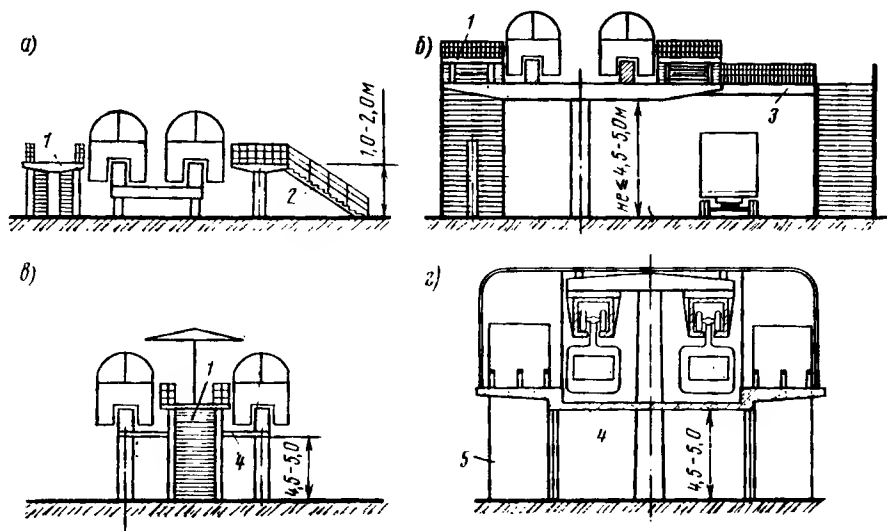


Рис. 15.10. Схемы станций монорельсовых дорог:

1 — платформа; 2 — лестничные сходы; 3 — пешеходный мостик; 4 — предохранительное перекрытие; 5 — эскалатор

Число платформ и их ширину определяют в зависимости от пассажиропотока. Длину платформ назначают на 4—8 м больше длины наибольшего состава. На широких улицах для схода с платформ проектируют пешеходные мостики (см. рис. 15.10, б).

15.3. ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЭСТАКАД МОНРЕЛЬСОВЫХ ДОРОГ

При проектировании эстакад монорельсовых дорог можно опираться на действующие нормы для мостов и других транспортных сооружений, а также накопленный в мировой практике опыт.

Более существенное влияние, чем в мостовых конструкциях, на общее напряженно-деформированное состояние монорельса оказывает временная подвижная нагрузка. Этот факт связан с относительно небольшим собственным весом монорельса. Из-за расположения монорельсовых дорог на горизонтальных кривых в сечениях монорельса возникают изгибающие моменты в двух плоскостях, а также крутящие моменты от постоянных, временных нагрузок и центробежной силы. При проектировании монорельсов и опор необходим учет сил торможения, боковых и вертикальных ударов временной нагрузки.

Трассу монорельсовой дороги проектируют, назначая продольные и поперечные уклоны, радиусы вертикальных, горизонтальных и переходных кривых по аналогии с автомобильными и железными дорогами. Наибольшие продольные уклоны и минимальные радиусы горизонтальных кривых назначают в зависимости от расчетной скорости движения поездов (рис. 15.11). Вблизи станций или депо R_{min} можно

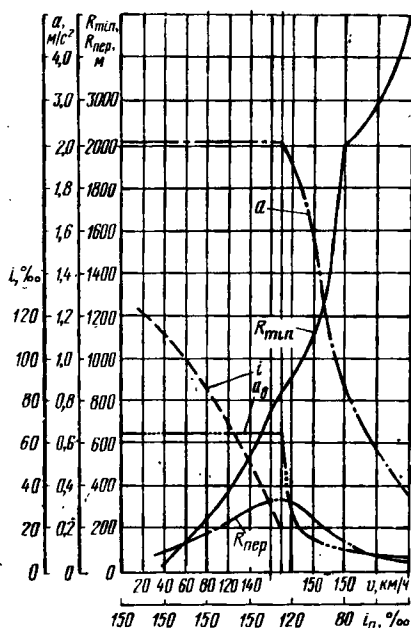


Рис. 15.11. Зависимости между геометрическими характеристиками пути и скоростью поездов монорельсовых дорог

дают поперечный уклон i_p , который не должен превышать 15 %. Центробежное ускорение внутри вагона a_v должно быть меньше соответствующего ускорения самого вагона a (см. рис. 15.11).

Основные характеристики трассы дороги, рекомендуемые [16] для проектирования, в зависимости от расчетной скорости движения поездов приведены в табл. 15.1.

Для назначения расстояний между смежными путями и положения примыкающих к ним конструкций необходимо знать основные размеры вагонов и габариты приближения к ним конструкций. Длина вагонов составляет 9—17 м и не оказывает влияния на проектирование элементов трассы. Ширина вагонов обычно не превосходит 2,4—3,1 м, а их высота — 2,4—4,3 м, причем для подвесных дорог вы-

принимать равным 80 и 30 м соответственно для навесной и подвесной систем дороги. Между прямыми и криволинейными участками трассы предусматривают переходные кривые, минимальный радиус которых $R_{пер}$ зависит как от скорости движения состава, так и от радиуса кривизны основной кривой (см. рис. 15.11). Минимальные радиусы вертикальных кривых $R_{min}^{(B)}$ принимают значительно большими, чем горизонтальных кривых.

Скорости поездов на стрелочных переводах обычно меньше основных расчетных скоростей. Чаше всего их назначают 20—40 км/ч, а радиусы горизонтальных кривых стрелочного перевода — не менее 200 м.

При движении поездов по горизонтальным кривым возникают центробежные силы и центробежные боковые ускорения, которые действуют на пассажиров и на монорельс. При боковом ускорении $a > 0,2 \text{ м/с}^2$ монорельсу при-

Таблица 15.1

v , км/ч	R_{min} , м	i , ‰	$R_{min}^{(B)}$	$R_{пер}$, м
50	100	90	400	100
80	250	80	1000	170
100	400	70	1500	210
120	500	50	2500	280
150	800	30	4600	340

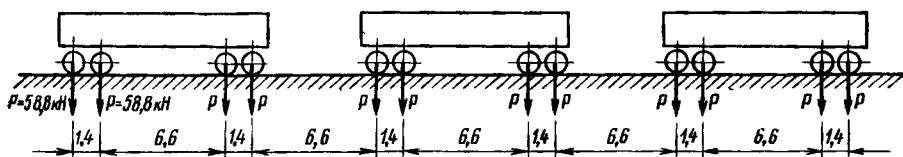


Рис. 15.12. Схема временной подвижной нагрузки для навесной монорельсовой дороги

сота вагонов колеблется в пределах 2,4—3,0 м, а для навесных дорог 2,5—4,3 м.

Для безопасного движения по дороге габариты приближения конструкций превышают размеры вагонов. Эти габариты назначают с учетом возможных отклонений вагонов на горизонтальных кривых. Минимальное приближение к вагонам на перегонах по вертикали можно допустить около 0,15—0,20 м, а по горизонтали — 0,40—0,50 м. Вес вагона с полной загрузкой составляет обычно 150—400 кН.

Виды ходовых тележек могут быть различными, и поэтому в каждом конкретном случае давление на оси разное. Так, например, для навесной монорельсовой дороги по проекту института ПромтрансНИИпроект временную подвижную нагрузку принимают в виде трех вагонов с давлением на каждую ось 58,8 кН (рис. 15.12). Тормозная сила, передающаяся монорельсу от одного вагона,

$$T = \frac{Pa_T}{g}, \quad (15.1)$$

где P — вес вагона; a — замедление при обычном или экстренном торможении; $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ — ускорение свободного падения.

Обычное замедление a_T назначают равным 0,7—1,4 м/с^2 , а ускоренное торможение — 2,5—3,5 м/с^2 . Тормозную силу равномерно распределяют между всеми ведущими колесами и прикладывают к поверхности монорельса в месте касания колес. Центробежная сила прикладывается в центре тяжести вагона и направляется по радиусу кривизны монорельса. Ее находят по формуле

$$Z = \frac{Pv^2}{gR}, \quad (15.2)$$

где v — скорость вагонов на кривой; R — радиус кривизны в горизонтальной плоскости.

Передача центробежной силы на балку монорельса зависит от типа и жесткости подвески вагона.

При расчете конструкций эстакад учитывается и ветровая нагрузка, действующая как на эстакаду, так и на проходящие по ней составы. Направление ветра принимают в каждом расчетном случае наиболее невыгодным. Для эстакад монорельсовых дорог, проходящих в городской застройке, интенсивность ветровой нагрузки должна быть уменьшена по сравнению с применяемой при расчете мостовых сооружений. При определении расчетных воздействий на конструкции монорельсовых дорог можно принимать следующие коэффициенты надежности

по нагрузке: 1,5 — для временной подвижной нагрузки и центробежной силы; 1,0 — для силы торможения в экстренных случаях; 1,1 — для силы торможения в обычных случаях; 1,2 — для ветровой нагрузки; 1,1 и 0,9 — для нагрузки от веса несущих конструкций; 1,3 и 0,9 — для нагрузки от веса элементов пути, токосяемных устройств и т. д.

Динамические коэффициенты для подвижных нагрузок монорельсовых дорог изучены еще недостаточно. С некоторым запасом их можно принимать равными $1 + \mu = 1,2 \div 1,3$, как для железнодорожных мостов с пролетами 20—30 м.

Монорельсовые дороги для составов, перемещающихся на воздушной подушке, пока еще не нашли практического применения, однако для опытного проектирования в качестве исходных данных можно принять следующие величины: скорость поезда 350 км/ч, давление воздуха в подушке 3,5 кН/м²; вес локомотива 25—28 т, вагонов 20—25 т, замедление при торможении 2 м/с², радиусы вертикальных кривых 7000—11 000 м, минимальные радиусы горизонтальных кривых 4000 м, динамический коэффициент 1,35—2,1.

15.4. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МОНОРЕЛЬСОВ

В общем случае расчеты элементов конструкций монорельсовых дорог не отличаются от используемых при проектировании автотранспортных эстакад и путепроводов. Вместе с тем имеются и специфические расчеты, присущие только рассматриваемым конструкциям. Прежде всего это относится к определению усилий в криволинейном монорельсе. Действительно, при движении состава по горизонтальной кривой на его вагоны действуют их вес и центробежная сила, передающиеся через упругие подвески на монорельс. Значение усилий зависит от способа подвески и ее упругости.

Рассмотрим криволинейный монорельс в навесной системе эстакады, на который действует движущийся состав (рис. 15.13, а). Обозначим через P вес временной нагрузки, воспринимаемый одной осью вагона; Z — центробежную силу, воздействующую также на одну ось вагона. Будем полагать, что подвеска состоит из двух несущих и четырех стабилизирующих колес. При этом суммарную податливость одного несущего колеса и его рессоры примем равной c , а одного стабилизирующего колеса — c_1 .

Для определения неизвестных усилий, действующих на балку от несущих (N_1 и N_2) и стабилизирующих (N_3 — N_6) колес, а также неизвестного угла наклона вагона i_v составим уравнения равновесия и совместности деформаций. При этом будем считать, что силы N_1 — N_6 приложены перпендикулярно граням монорельса.

Условия равновесия запишутся следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} (N_1 + N_2) \operatorname{ctg} i_n + (N_3 - N_4 - N_5 + N_6) \operatorname{tg} i_n &= P; \\ -(N_1 + N_2) \operatorname{tg} i_n + (N_3 - N_4 + N_5 - N_6) \operatorname{ctg} i_n &= -Z; \\ (N_3 - N_4) b_1 + (N_6 - N_5) b_2 + (N_2 - N_1) \frac{a}{2} &= Pd \operatorname{tg} i_v = -Zd, \end{aligned} \right\} \quad (15.3)$$

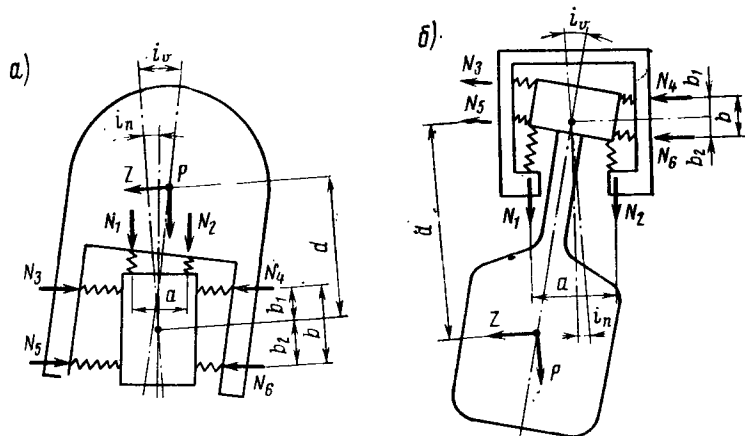


Рис. 15.13. Схемы для расчета усилий, действующих на криволинейную балку монорельса

где b_1, b_2 — плечи сил $N_3 - N_6$ относительно центра тяжести монорельса; a — расстояние между силами N_1 и N_2 ; d — расстояние между центрами тяжести монорельса и вагона.

Если считать конструкцию вагона абсолютно жесткой, то угол поворота, определяемый по разности деформаций любых двух упругих подвесок, должен быть одинаковым и можно записать

$$\left. \begin{aligned} (N_6 - N_4) \frac{c_1}{b} &= (N_3 - N_5) \frac{c_1}{b}; \\ (N_6 - N_4) \frac{c_1}{b} &= (N_2 - N_1) \frac{c}{a}; \\ (N_2 - N_1) \frac{c}{a} &= \operatorname{tg} (i_v - i_n). \end{aligned} \right\} \quad (15.4)$$

Горизонтальное поперечное смещение на уровне центра тяжести монорельса также должно быть одинаковым для стабилизирующих колес слева и справа от него, т. е.

$$(N_3 - N_5) c_1 \frac{b_2}{b} + N_5 c_1 = -(N_6 - N_4) c_1 \frac{b_1}{b} - N_4 c_1. \quad (15.5)$$

Система уравнений (15.3) — (15.5) является нелинейной. Учитывая допустимое значение поперечных уклонов (см. табл. 15.1), можно принять

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} (i_v - i_n) &= \operatorname{tg} i_v - \operatorname{tg} i_n = i_v - i_n; \\ \operatorname{tg} i_n &\approx 0; \operatorname{ctg} i_n \approx 1. \end{aligned} \right\} \quad (15.6)$$

Принимая во внимание формулы (15.6), система уравнений (15.3) — (15.5) становится линейной и принимает вид:

$$\left. \begin{aligned} \frac{c}{a} N_1 - \frac{c}{a} N_2 \mp \frac{c}{b} N_4 \pm \frac{c_2}{b} N_6 &= 0; \\ N_3 + N_4 - N_5 - N_6 &= 0; \\ -\frac{c}{a} N_1 + \frac{c}{a} N_2 - i_v &= -i_n; \\ \frac{b_2}{b} N_3 + \left(1 - \frac{b_1}{b}\right) N_4 + \left(1 - \frac{b_2}{b}\right) N_5 + \frac{b_1}{b} N_6 &= 0; \\ \mp \frac{a}{2} N_1 \pm \frac{a}{2} N_2 + b_1 N_3 - b_1 N_4 - b_2 N_5 + b_2 N_6 - P d i_v &= -Z d; \\ N_1 + N_2 = P; N_3 - N_4 + N_5 - N_6 &= \mp Z, \end{aligned} \right\} \quad (15.7)$$

где верхние знаки относятся к навесной монорельсовой дороге (см. рис. 15.13, а), а нижние — к подвесной (рис. 15.13, б). Четвертое уравнение в системе (15.7) в случае подвесной дороги должно быть заменено следующим:

$$\left(1 - \frac{b_1}{b}\right) N_3 + \frac{b_2}{b} N_4 + \frac{b_1}{b} N_5 + \left(1 - \frac{b_2}{b}\right) N_6 = 0. \quad (15.8)$$

Из решения системы уравнений (15.7) находят все неизвестные усилия и угол наклона вагона. Если в результате расчета получается отрицательное усилие в подвеске, то это означает, что соответствующее колесо выключается из работы. Для стабилизирующих колес такое положение допустимо, так как выключающееся колесо передает усилие другому, расположенному на том же уровне. Избежать отрыва колес возможно путем их установки на монорельс с предварительным сбжатием подвески. Отрыв ведущих колес вагона недопустим.

Задача распределения усилий в элементах монорельса от давления колес вагона решается приближенным способом. Для этого в монорельсе проводят ряд сечений: 1—1, 2—2, 3—3, 4—4 и т. д. и рассматривают равновесие отсеченных частей (рис. 15.14, а). При этом влиянием собственного веса монорельса можно пренебречь. Если колеса пневматические, то необходимо учитывать распределение давления по площадкам со сторонами a_0 , b_0 и a_{0c} , b_{0c} соответственно для несущих и стабилизирующих колес (рис. 15.14, в, б). Рабочую ширину сечения 1—1 находят, допуская распределение давления, действующего по площадке со стороны a_0 и b_0 вдоль монорельса под углом 45° (см. рис. 15.14, б), т. е.

$$a_R = a_0 + 2c_1, \quad (15.9)$$

где c_1 — расстояние от оси несущего колеса до расчетного сечения.

Рабочую ширину сечений, проведенных в пределах стенок монорельса (2—2, 3—3, 4—4), определяют в соответствии с рис. 15.14, в. Например, для сечения 4—4 рабочая ширина: от двух несущих колес $a_1 = a_n + a_R + 2h_1$; от одного стабилизирующего колеса с давлением

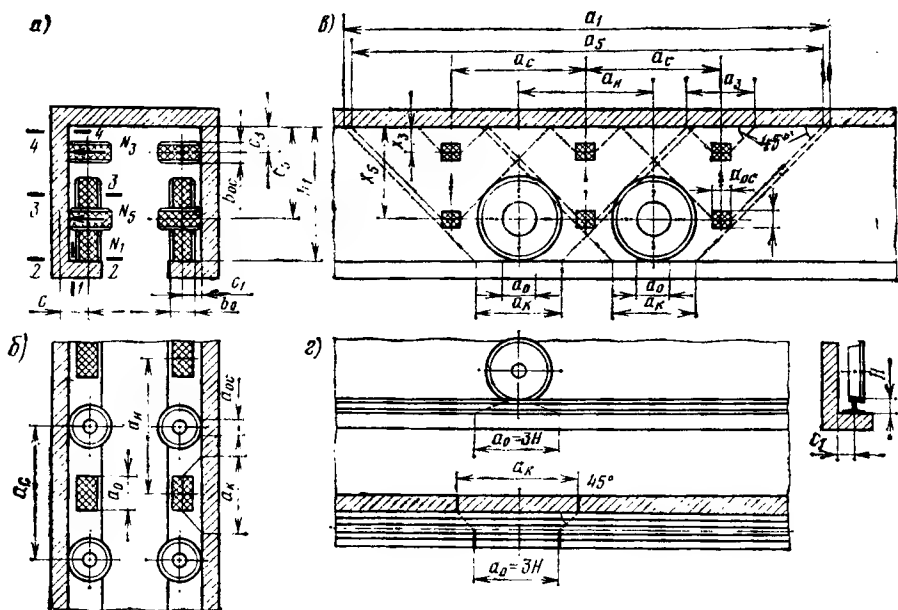


Рис. 15.14. Схемы для определения местных усилий в элементах монорельса подвесной дороги

$N_3 a_3 = a_{0c} + 2 x_3$, от трех стабилизирующих колес с давлением $N_5 a_5 = 2a_c + a_{0c} + 2x_5$.

Изгибающие моменты, продольные и поперечные силы на единицу длины в сечении 4—4 с учетом рабочей ширины определяются тогда по формулам:

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{2N_1}{a_1} c + \frac{N_3}{a_3} x_3 + \frac{3N_5}{a_5} x_5; \\ Q &= \frac{N_3}{a_3} + \frac{3N_5}{a_5}; \quad N = \frac{2N_1}{a_1}. \end{aligned} \right\} \quad (15.10)$$

Аналогично определяются внутренние усилия и в других сечениях. Если колеса подвески металлические и перемещаются по рельсам, то длина площадки давления на монорельс (рис. 15.14, з)

$$a_0 = 3H,$$

где H — высота рельса.

В дальнейшем ширину сечения и усилия определяют по приведенным выше формулам. По найденным в сечениях монорельсов усилиям известными приемами проверяют прочность и трещиностойкость. Как и пролетные строения автотранспортных эстакад, монорельсы следует проверять по деформациям. Опоры эстакад монорельсовых дорог, кроме того, должны быть рассчитаны на устойчивость.

ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ ГОРОДСКИХ НАБЕРЕЖНЫХ**16.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ**

В городах, расположенных на берегах рек, каналов, озер или морей, возникает необходимость в укреплении берегов и оформлении береговой линии. Укрепление берегов производят для защиты от подмыва водой или морскими волнами, от размыва дождями и грунтовыми водами, от повреждения льдом, а также для предохранения от сползания под действием транспорта, движущегося вдоль берегов. Планировка и застройка прибрежных районов требуют придания береговой линии определенного очертания в плане, профиля и архитектурного оформления набережной.

Вдоль берегов нередко устраивают магистральные улицы, разбивают бульвары и парки. Набережные можно использовать и для причаливания судов, посадки и высадки пассажиров, а иногда и для погрузочно-разгрузочных работ. В этих случаях им придают необходимое очертание в плане и профиле, а также устраивают пристани, сходы и съезды. Проектное очертание в плане береговой линии, соответствующей меженному уровню воды в реке или водоеме, называют линией регулирования набережной. Линии регулирования определяют проектную ширину рек или каналов, а также контур берегов озер, морей и других водных пространств. Они должны быть увязаны с красными линиями застройки, планировкой проездов, площадей и зеленых насаждений, расположенных на берегах.

Для небольших рек и каналов линии регулирования желательно устраивать параллельными, чтобы ширина зеркала реки была примерно постоянной. С этой целью приходится производить планировку естественных береговых полос, срезать и подсыпать берега, а иногда и выпрямлять русло. При пресектировании набережных необходимо учитывать существующие и перспективные подземные инженерные сети, а также мосты, плотины, шлюзы и т. д.

Виды и конструкции ограждающих стен набережных определяются рельефом берега, принятой планировкой застройки и проездов на берегах. В зависимости от рельефа берега набережная может быть одно- или многоярусной. Одноярусные набережные устраивают при высоте стен над уровнем воды до 5—6 м. Стены большей высоты имеют неэстетичный вид, и их лучше заменить двумя ярусами стенок или сочетанием подпорных стен с откосами. Нижний ярус таких набережных часто используют для пешеходного тротуара, а верхний — для проезда транспорта. Многоярусное окаймление берега обычно применяют при устройстве парковых набережных.

Подпорные стены набережных разделяют по очертанию поверхностей, ограничивающих берег и смываемых водой, на следующие виды (рис. 16.1): вертикальные, пологие, прямолинейного, ломаного или криволинейного очертания, полукосные (одевающие). Очертание поверхности подпорных стен выбирают в зависимости от архитектурно-планировочных условий и геологического строения берегов реки.

Наклонное очертание поверхности подпорных стен увеличивает зеркало воды во время паводков, а также улучшает видимость реки с берегов и зданий. Однако такие стены занимают в плане более широкую полосу, сокращая площадь живого сечения реки и у проездов по берегам.

Вертикальные стены имеют менее благоприятный внешний вид, но занимают меньше площади. Им придают небольшой наклон, составляющий $1/15—1/20$. Пологие стены имеют большие уклоны.

Наружную поверхность стен часто облицовывают естественным камнем, что улучшает внешний вид конструкции и предохраняет ее от атмосферных воздействий, повреждений льдом и т. д. Сверху стены окаймляют карнизами и ограждают перилами (чаще всего металлическими) или каменным парапетом.

В настоящее время наибольшее распространение имеют набережные, выполненные в виде массивных бетонных (значительно реже каменных) или железобетонных подпорных стен различных типов. В ряде случаев для уширения проездов по набережным возводят спе-

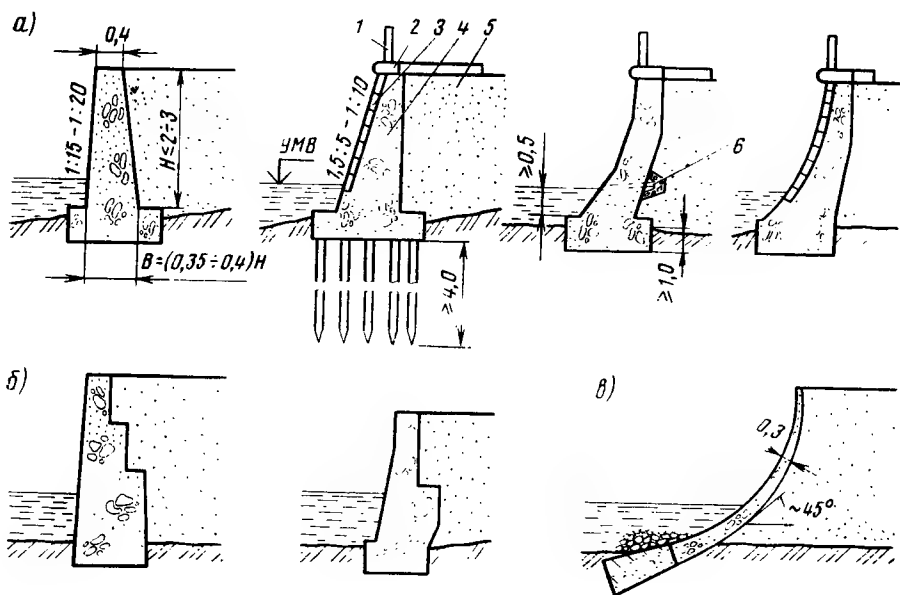


Рис. 16.1. Поперечные сечения массивных подпорных стен городских набережных:

1 — парапет; 2 — карниз; 3 — облицовка; 4 — тело стенки; 5 — засыпка за стеной; 6 — дренаж и водоотвод из засыпки

циальные эстакады, расположенные вдоль русла реки и соединяемые с существующими подпорными стенами.

Реки и каналы небольшой ширины можно полностью перекрывать для устройства таких проездов.

16.2. ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ МОНОЛИТНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Подпорные стены, бетонируемые на месте строительства, возводят из бетона или с минимальным количеством конструктивной арматуры, а также из железобетона.

Высота массивных бетонных стен составляет 2—3 м. Такие конструкции отличаются простотой возведения. По верхней грани толщина подпорных стен должна быть не менее 0,4 м (в каменных и бутобетонных стенках — 0,75 м), а к фундаменту она увеличивается для восприятия горизонтальных давлений от грунта засыпки. Увеличение толщины достигается наклоном задней или передней грани стены или одновременно обеих (см. рис. 16.1, а). Ширину у обреза фундамента рекомендуется назначать не менее $(0,35 \div 0,40)$ высоты стенки. Обрез фундамента должен располагаться ниже уровня меженных вод не менее чем на 0,5 м, а подошва фундамента — заглубляться в грунт основания не менее чем на 1 м. Основание фундаментов подпорных стен может быть естественным при прочных грунтах или искусственным в виде свай, забитых вертикально или с наклоном в сторону засыпки на глубину не менее 4 м. В лицевой поверхности стен предусматривается вырез для размещения камней облицовки (см. рис. 16.1, а).

При значительном горизонтальном давлении грунта засыпки устраивают бетонные стены с горизонтальными уступами (рис. 16.1, б). Вертикальное давление на эти уступы уменьшает общий опрокидывающий момент и улучшает условия устойчивости стен.

Если грунты берегов плотные и устойчивые, то бывает достаточным закрыть слоем бетона или железобетона их спланированную поверхность. Стены такого типа называют одевающими (рис. 16.1, в). Надводная часть стены при этом должна быть облицована и может быть включена в состав рабочего сечения стены. Полную толщину одевающей стены принимают не менее 0,3 м, придавая ее поверхности криволинейное или ломаное очертание с уклоном в нижней части, близким к 45° . Основанием стены служит бетонный или железобетонный фундамент небольшого размера (башмак) на естественном или свайном основании.

Одевающие стенки представляют собой рациональный и простой по конструкции вид сооружений, предохраняющий породу откосов от разрушения. Преимущество одевающих стен состоит в том, что при их строительстве не требуется устройство котлованов и не затрагивается земляной массив берега с его подземными сетями и коллекторами. Однако такие стены не могут быть применены при слабых и неустойчивых грунтах. Вблизи одевающих стен запрещается проводить работы, связанные с прокладкой подземных сетей.

В ряде случаев возводят подпорные стены комбинированной конструкции, сочетающие монолитную массивную часть со сборными железобетонными элементами. Так, например, в массив стенки можно за-

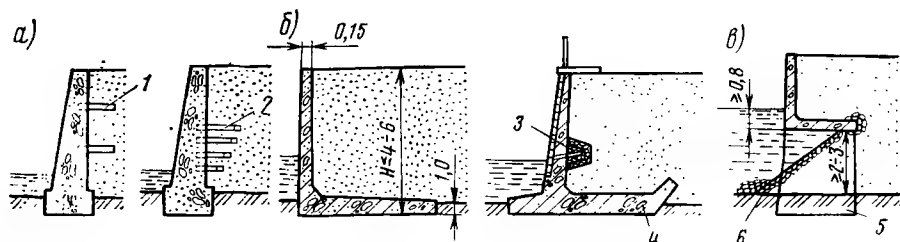


Рис. 16.2. Комбинированные и железобетонные монолитные подпорные стены: 1 — разгружающая консольная площадка; 2 — анкерные железобетонные элементы; 3 — дренаж и водоотвод из засыпки; 4 — анкерная часть фундамента; 5 — бык; 6 — каменная наброска

делать железобетонные консольные плиты или анкерные элементы (рис. 16.2, а). Эти элементы служат одной цели — созданию в стене моментов, обратных по направлению тем, что появляются от давления засыпки. Однако при этом усложняется производство работ.

Железобетонные подпорные стены сооружают при высоте засыпки до 4—6 м. Толщину таких стен назначают не менее 0,1 м. Чаще всего применяют железобетонные стены уголкового типа с длинной горизонтальной фундаментной плитой (рис. 16.2, б), воспринимающей вертикальное давление грунта и не дающей стене опрокинуться. При недостаточной устойчивости стены на сдвиг фундаментную плиту выполняют с изломом, устраивая в грунте как бы железобетонный анкер. При значительной глубине воды или глубоко залегающих плотных грунтах основания уголковую железобетонную стену устанавливают на массивные бетонные быки, располагаемые вдоль стены с шагом 6—8 м (рис. 16.2, в), а также опускные колодцы или высокий свайный ростверк. Откос под фундаментной плитой укрепляют каменной наброской.

Арматуру железобетонных стен размещают вдоль их граней (рис. 16.3, а), причем рабочими служат вертикальные стержни, а горизонтальные являются конструктивными. Стены с большим наклоном в сторону засыпки лучше сопротивляются ее давлению, но неустойчивы без засыпки, и их следует бетонировать постепенно с одновременным увеличением высоты засыпки.

Для предотвращения трещин, возникающих от осадок и изменения температуры, в стенах набережных устраивают деформационные швы. В бетонных и одевающих стенах их располагают по длине через 10—15 м, в железобетонных — через 30—40 м. Швы необходимы также в местах, где резко меняется характер грунтов в основании или качество применяемой засыпки. В тех местах, где стена имеет шов, необходимо устраивать шов и в облицовке (см. рис. 16.3, а), который располагают вертикально или ступенчато между камнями облицовки (по штрабе). Шов заполняют битумным матом, состоящим из нескольких слоев мешковины, пропитанной битумом или одной битумной мастикой, дощатым щитом, обернутым толем, рубероидом или просмоленной мешковиной (см. сечение А — А на рис. 16.3, а). В швах, устроенных по штрабе, между бетонной стенкой и выступающими концами камней об-

лицовки прокладывают рубероид или другой материал, обеспечивающий свободное взаимное перемещение в шве сопрягающихся частей стенки. Шов в облицовке обычно плотно заполняют просмоленной паклей. Снаружи шов иногда расширяют цементным раствором.

Чтобы предохранить подпорные стены от проникновения в них влаги, со стороны засыпки устраивают дренаж. Кроме того, поверхность подпорных стен, соприкасающуюся с грунтом, покрывают защит-

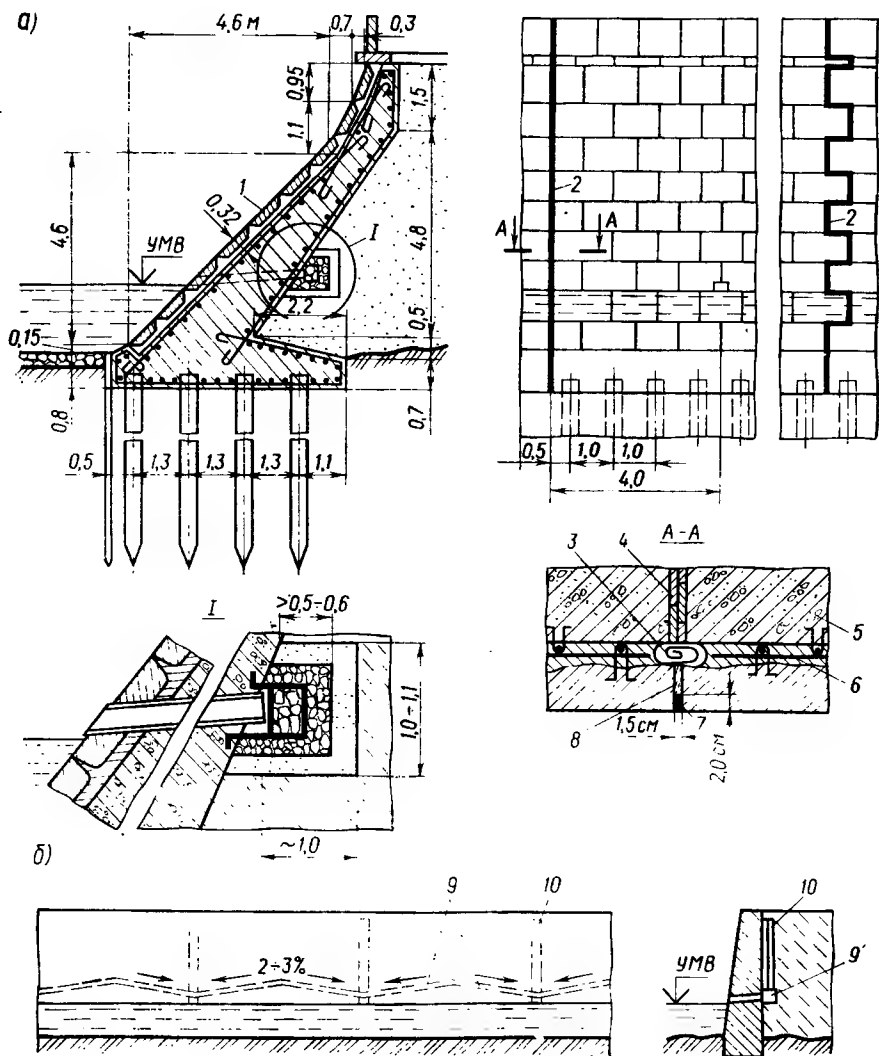


Рис. 16.3. Конструкция подпорной стены из монолитного железобетона:

1 — облицовка; 2 — деформационный шов; 3 — жгут; 4 — щит, обернутый толем, или битумный мат; 5 — железобетон стенки; 6 — слой цементного раствора с арматурной сеткой для крепления камней облицовки; 7 — расшивка цементным раствором; 8 — просмоленная пакля; 9 — горизонтальные дрена; 10 — вертикальные дрена

ным слоем гидроизоляции из битумной обмазки, наносимой холодным или горячим способом. Прилегающая к стене засыпка должна состоять из крупнозернистого песка или гравия.

Дрены для отвода грунтовых, атмосферных или аварийных вод располагают вдоль стен с уклонами не менее 1,5—2,0% по пилообразному профилю (рис. 16.3, б). В пониженных точках дренажа предусматривают выпуск воды через отверстия в подпорных стенах и слое облицовки. Выпускные отверстия располагают несколько выше нормального уровня воды или устраивают затопляемый дренаж, выпускные отверстия которого располагают ниже уровня воды. При высоких подпорных стенах, кроме горизонтальных, устраивают еще и вертикальные дренажи, размещая их в местах водоотводных отверстий.

Дрены делают прямоугольного (см. узел 1 на рис. 16.3, а) или трапецеидального сечения (см. рис. 16.1, а). Среднюю часть дрен заполняют крупным щебнем, по краям укладывают более мелкий щебень, а кругом дренаж обсыпают мелким песком. Благодаря такому заполнению дрен илстые и другие частицы, взвешенные в грунтовой воде, задерживаются наружным слоем мелкого песка и щебня, что препятствует выносу в реку грунта из-за подпорной стены. В подпорных стенах на быках, опускных колодцах или высоком свайном ростверке дренаж располагают у задней кромки горизонтальной плиты или над средней ее частью с устройством в плите сквозных выпускных труб.

Процессу фильтрации воды способствует устраиваемая под нижней плитой каменная наброска, доведенная до задней части стены (см. рис. 16.2, в).

16.3. ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ СБОРНОЙ И СБОРНО-МОНОЛИТНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Простейшая конструкция подпорной стены образуется из массивных бетонных блоков, устанавливаемых один на другой (рис. 16.4, а). Объединение блоков обеспечивается слоями цементного раствора. Массивные подпорные стены оказываются целесообразными для устройства морских набережных. При высоте стенок более 4—5 м верхний блок, устанавливаемый на упорный массив, может иметь облегченный уголкового профиля 3 (рис. 16.4, б). Для отвода атмосферной воды, падающей в засыпку, за стеной предусматривают наклонный дренарующий слой щебня. Массивные подпорные стены могут устанавливаться на фундаментный блок или при прочных грунтах основания — на гравийную подушку. С целью повышения устойчивости массивных подпорных стен между блоками устраивают железобетонные плиты, играющие роль разгружающих площадок 5 (рис. 16.4, в).

На практике находят применение подпорные стены, состоящие из плоских сборных элементов, объединяемых в единую конструкцию омоноличиванием мест сопряжения. Подобные конструкции могут считаться сборно-монолитными (рис. 16.5, а). При этом членение конструкции на мелкие элементы позволяет уменьшить их массу и облегчить монтаж. Так, например, стены могут быть выполнены из монолитной фундаментной плиты с гнездами для установки вертикальных ре-

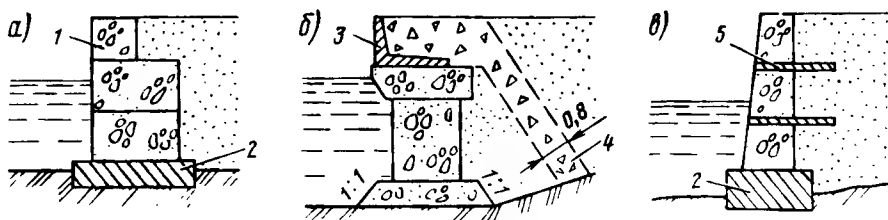


Рис. 16.4. Сборные железобетонные подпорные стены из массивных блоков: 1 — блок массивной стены; 2 — фундаментный блок; 3 — угловой блок; 4 — дренажный слой щебня; 5 — железобетонная плита

бер таврового сечения (рис. 16.5, б). За этим ребра заводят сборные плиты, устанавливая их одну на другую.

Весьма распространенным типом сборной железобетонной подпорной стены является угловая конструкция (рис. 16.5, в), имеющая в каждом блоке диафрагму. Для увеличения жесткости подпорной стены, состоящей из плоских элементов, применяют металлические или железобетонные наклонные тяжи, соединяющие верх стенового элемента с краем фундаментной плиты (рис. 16.5, г).

В тех случаях, когда глубина воды превышает 2—3 м, представляется целесообразным возведение подпорных стен на высоком свайном ростверке с монолитной фундаментной и сборной вертикальной плитой (рис. 16.5, д). Такие стены удобны тем, что основные операции монтажа конструкции ведутся над уровнем воды без устройства перемычек и осушения котлованов.

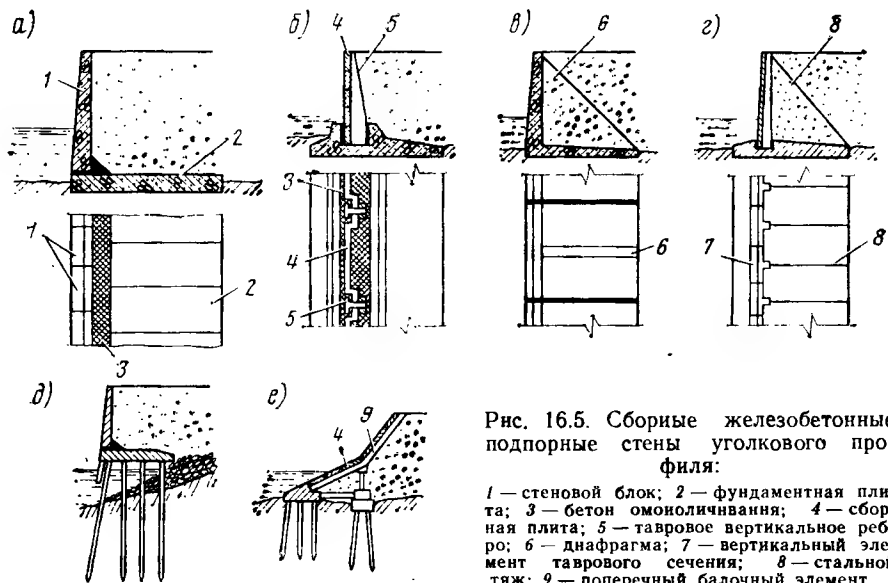


Рис. 16.5. Сборные железобетонные подпорные стены углового профиля:

1 — стеновой блок; 2 — фундаментная плита; 3 — бетон омоноличивания; 4 — сборная плита; 5 — тавровое вертикальное ребро; 6 — диафрагма; 7 — вертикальный элемент таврового сечения; 8 — стальной тяз; 9 — поперечный балочный элемент

Сборные стены набережных с пологим очертанием их фасадной поверхности образуются из ломаных поперечных балочных элементов, опирающихся на столбчатые опоры. В нижней своей части такие стены упираются в фундаментные блоки (рис. 16.5, е). По поперечным элементам укладывают плитные блоки, создающие поверхность стенки.

В некоторых случаях возводят ряжевые подпорные стены, собираемые обычно из коробчатых блоков различных размеров. Внутренние полости этих стен заполняют засыпкой, что позволяет увеличить их вес и повысить устойчивость. Фундаменты ряжевых стен выполняют монолитными или из сборных блоков (рис. 16.6).

Сборные железобетонные подпорные стены обычно армируют не напрягаемой стержневой арматурой круглого или периодического профиля. Напрягаемая арматура применяется весьма редко.

Расположение растянутой рабочей арматуры зависит от принятой конструкции стенки. В угловой стене из двух сборных элементов (рис. 16.7, а) ее располагают у внутренней поверхности вертикального блока (стержни № 4), а также у верхней грани фундаментной плиты (стержни № 5) и участка омоноличивания с шагом вдоль стены, определенным расчетом.

В том случае, когда подпорную стенку собирают из блоков с диафрагмами, они воспринимают растягивающие усилия от вертикальной стены и фундаментной плиты и поэтому армируются вдоль своей наклонной грани (рис. 16.7, б, стержни № 1). Вертикальный стеновой элемент и фундаментная плита работают как консоли, защемленные в диафрагму, так как в швах между блоками они не соединяются. При этом растянутыми могут оказаться внутренняя грань вертикального элемента и верхняя грань фундаментной плиты (см. рис. 16.7, б, стержни № 2 и 3). Поскольку фундаментная плита в период строительства может работать на изгибающие моменты другого знака, то устанавливают еще арматуру у нижней ее грани.

Стену из сборных вертикальных ребер и плит армируют аналогично угловой вдоль внутренних граней (рис. 16.7, в, стержни № 7 и 8). Плиты, опирающиеся на выступы вертикальных ребер, под действием горизонтального давления грунта работают в горизонтальной плоскости как шарнирно опертые, и поэтому арматуру в них располагают вдоль внешней грани (см. рис. 16.7, в, стержни № 6).

Вертикальные сборные элементы стены, соединенные с фундаментом тяжами, работают под действием горизонтального давления грун-

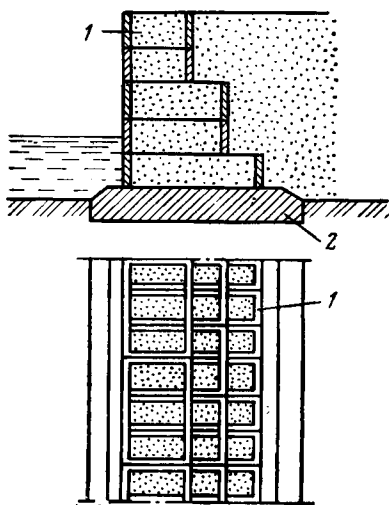


Рис. 16.6. Ряжевая подпорная стена:
1 — коробчатый блок; 2 — фундамент

та в вертикальной плоскости как балки на двух опорах и поэтому армируются в вертикальном направлении у наружной грани (рис. 16.7, а, стержни № 9). Кроме того, вертикальные элементы у внутренних граней армируются горизонтальными стержнями (см. рис. 16.17, а, стержни № 10), так как происходит изгиб этих элементов в вертикальной плоскости.

Приведенные способы армирования дают лишь принципиальное расположение стержней. Практически в стенах имеется значительно большее количество рабочей и конструктивной арматуры, воспринимающей усилия при различных сочетаниях внешних нагрузок. Так, угловая стена на высоком свайном ростверке (рис. 16.8) имеет монолитную фундаментную плиту, в которую входят сваи. Арматура свай, а также нижнего «фартука» замоноличивается в фундаментной плите, из которой в свою очередь выпускаются петли для присоединения стенового элемента. Элементы (блоки) сборной стены также имеют петлевые выпуски, перекрещивающиеся с выпусками плиты. В стыке установлены дополнительные продольные стержни. Горизонтальный шов между плитой и стеной заполнен цементным раствором, а выпуски омоноличены бетоном (см. узел II на рис. 16.8). Поверхности плиты и

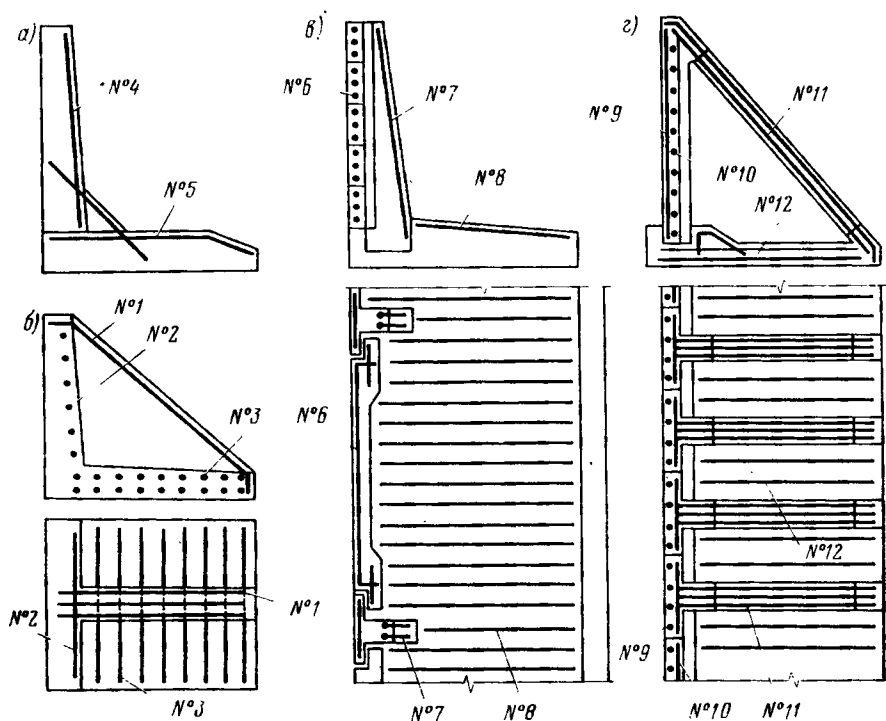


Рис. 16.7. Схемы армирования железобетонных подпорных стен:

№ 1 ÷ 12 стержни арматуры

к нижней площадке, расположенной у воды. Лестницы располагают вдоль направления набережной, перпендикулярно к ней или в обоих направлениях. Лестничные сходы, перпендикулярные набережной (рис. 16.9, а), целесообразны при небольшой ее высоте. При высоких набережных такие сходы получаются слишком длинными и требуют выноса нижней площадки далеко в русло реки или заведения лестниц в сторону берега с устройством широких тротуаров. Поэтому перпендикулярные сходы с высоких набережных применяют чаще всего в парках. Более целесообразны для высоких набережных продольные лестничные сходы (рис. 16.9, б). Находят применение также криволинейные сходы (рис. 16.9, в). В отдельных случаях сходы с набережных предусматривают и на их углах, в местах впадения в реку притоков (рис. 16.9, г).

Конструкции сходов и площадок сочетают элементы конструкций подпорных стен, лестниц и пристаней. Ограждающие стены сходов проектируют аналогично подпорным стенам набережных. Лестницы обычно имеют основание в виде бетонной подушки. Иногда их располагают на специальной поддерживающей конструкции.

В ряде случаев проезды вдоль набережных требуют уширения. Это может быть достигнуто путем устройства эстакады параллельно набережной. Если уширение производится одновременно с планировкой берегов и организацией проездов, то подпорные стены могут быть исключены (рис. 16.10, а). С наружной стороны к эстакаде тогда подвешивают декоративную стенку, закрывающую темное пространство под пролетными строениями и предохраняющую опоры от плывущих предметов и льда. В тех случаях, когда подпорная стена уже возведена, эстакаду располагают рядом с ней, оставляя шов, перекрываемый, например, разделительной полосой (рис. 16.10, б). Такое решение принимают, когда на стену нельзя

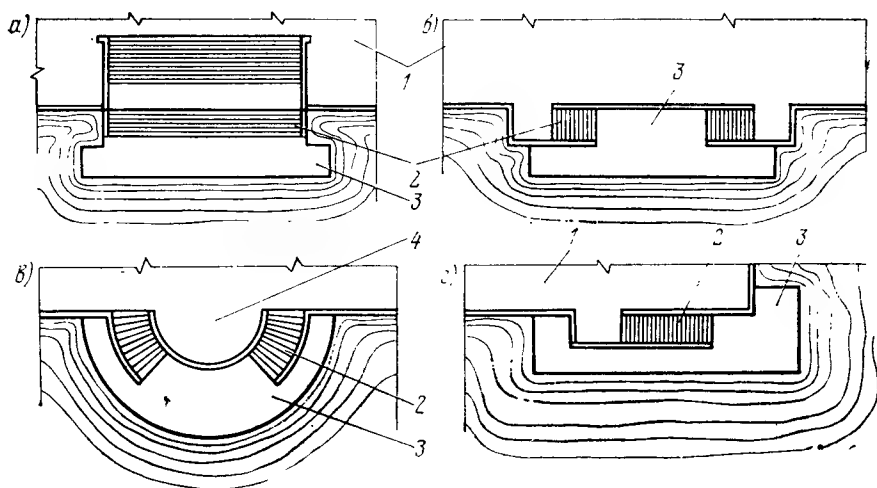


Рис. 16.9. Планы сходов с набережных:

1 — тротуар вдоль набережной; 2 — лестничные сходы; 3 — площадка для отдыха или пристань; 4 — видовая площадка

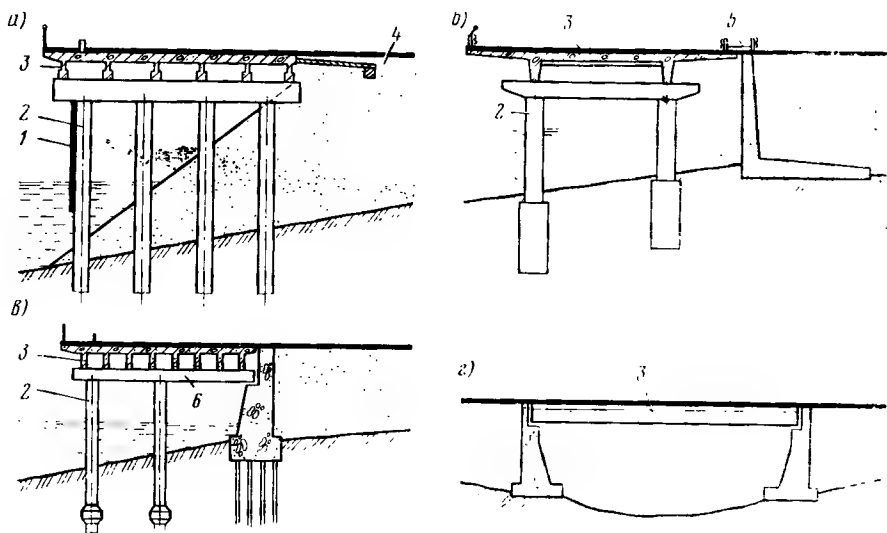


Рис. 16.10. Способы уширения городских набережных:

1 — декоративная стенка; 2 — опора эстакады; 3 — пролетное строение; 4 — насыпь; 5 — разделительная полоса; 6 — ригель опоры, опирающийся на подпорную стену

передавать дополнительные нагрузки. Если подпорная стена допускает передачу на нее дополнительных сил, то ригель опоры можно опереть на специально предусмотренные опорные площадки подпорной стены (рис. 16.10, в).

Реки небольшой ширины возможно перекрыть одним пролетным строением, опирающимся на подпорные стены (рис. 16.10, г).

Пространство, занятое небольшими реками, не имеющими архитектурного или экологического значения для города, используют для устройства одноярусных (рис. 16.11, а) или многоярусных (рис. 16.11, б) эстакад. Эти эстакады обеспечивают скоростное движение, не препятствуя сложившейся вокруг застройке и почти не требуя сноса зданий или перекладки подземных сетей.

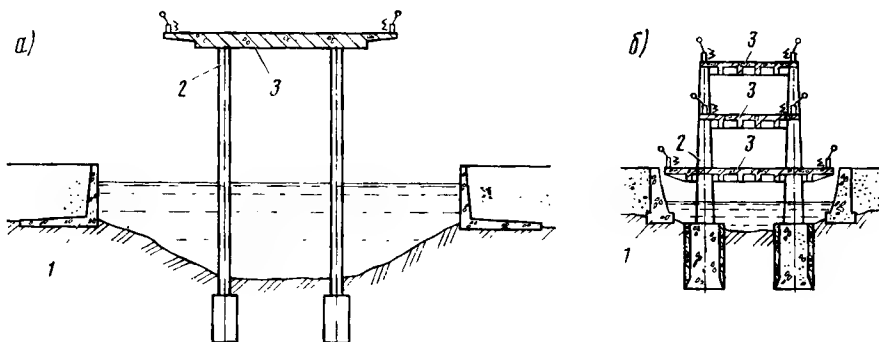


Рис. 16.11. Эстакады вдоль русла рек:

1 — подпорная стена; 2 — опора; 3 — пролетное строение

16.5. КОНСТРУКЦИЯ АНКЕРНЫХ И ШПУНТОВЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН

Подпорные стены в виде шпунта и другие типы тонких стен работают совместно с окружающим их грунтом [1]. Простейшая шпунтовая подпорная стена состоит из одного ряда шпунтин, забитых в грунт на глубину не менее 4 м. Поверху такая стена снабжается монолитным оголовком (рис. 16.12, а). Шпунтовые подпорные стенки находят применение при высоте засыпки обычно не более 4—5 м.

С целью облегчения работы шпунтовых стен на горизонтальное воздействие грунта их закрепляют анкерами в окружающем грунте или в другой конструкции. Анкеры могут быть закреплены в козловых опорах (рис. 16.12, б), устраиваемых в засыпке, в специальной анкерной плите (рис. 16.12, в), за фундаментами рядом расположенных зданий и сооружений.

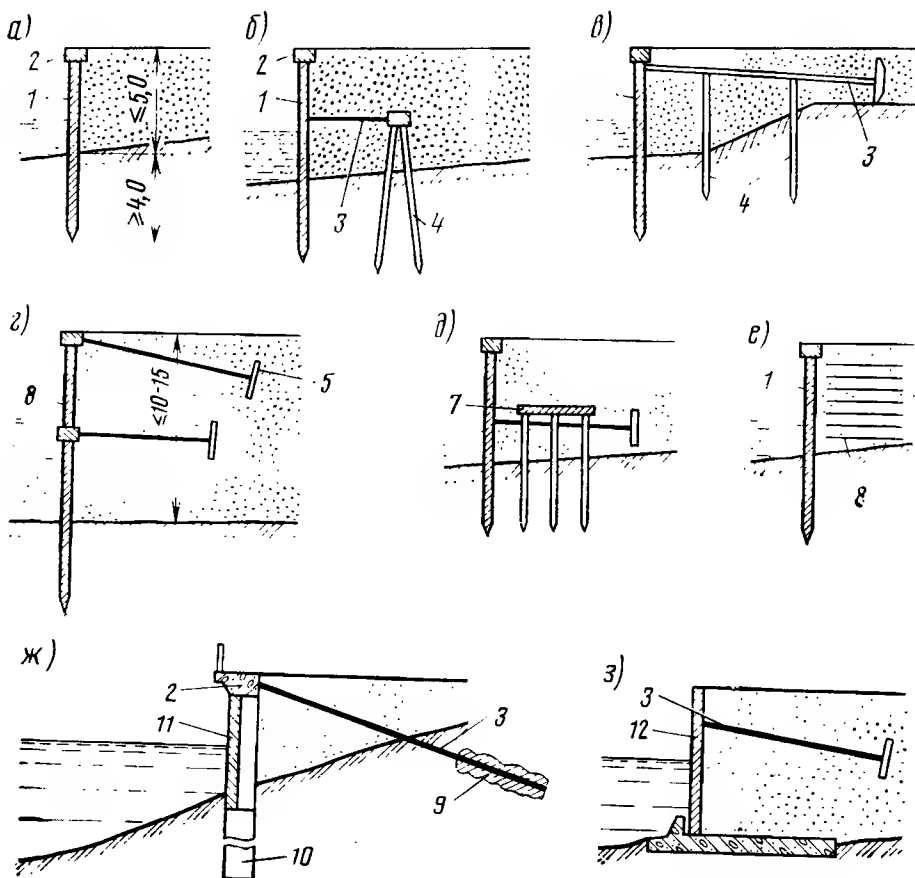


Рис. 16.12. Шпунтовые и заанкеренные подпорные стены:

1 — шпунт; 2 — монолитный оголовок; 3 — тяж анкера; 4 — сваи; 5 — анкерная плита; 6 — сборные панели; 7 — разгрузочная плита; 8 — арматурный элемент засыпки; 9 — грунтовый анкер; 10 — буровые сваи; 11 — ребристые сборные блоки; 12 — вертикальные блоки плит

В период эксплуатации стены грунт засыпки под действием собственного веса и временной нагрузки может оседать, что приводит к провисанию и смещению анкерных тяг, а также создает в стене нежелательные усилия. В связи с этим тяги иногда поддерживают специально забитыми сваями (см. рис. 16.12, в).

Шпунтовые стены высотой до 10—15 м устраивают с двумя ярусами анкеров (рис. 16.12, г). При этом нижняя часть подпорной стены выполнена из забитого шпунта, а верхняя — из сборных железобетонных панелей.

Для уменьшения горизонтального давления, передаваемого от грунта на шпунтовые стены, помимо анкеров, применяют и другие конструктивные элементы. В частности, в засыпке может быть предусмотрена разгрузочная плита, расположенная на сваях (рис. 16.12, д) или опертая на шпунт по аналогии с решением, применяемым в массивных подпорных стенах (см. рис. 16.2, а).

Давление грунта на стену может быть уменьшено улучшением свойств самого грунта или его армированием (рис. 16.12, е). Армирование грунта может осуществляться гибкими (например, полосами стеклоткани) или жесткими элементами (железобетонными плитами, рамами или коробками).

Анкерные подпорные стены могут быть не только шпунтовыми, но и другой конструкции. Так, например, подпорная стена в виде ребристых сборных железобетонных блоков, установленных на буровые сваи, в случае сложных грунтовых условий может быть закреплена оттяжками с грунтовыми анкерами по концам (рис. 16.12, ж). Подпорная стена может не иметь жесткого сопряжения между вертикальными и фундаментными плитами, если она заанкеривается в грунте засыпки (рис. 16.12, з).

Рассмотренные выше типы шпунтовых и анкерных подпорных стен не исчерпывают многообразия возможных вариантов, которые могут применяться самостоятельно или в комбинации друг с другом.

Железобетонный шпунт стен изготавливают обычно из бетона классов В30 — В45 с ненапрягаемой арматурой. Поперечные сечения шпунта должны обеспечивать восприятие давления грунта, препятствовать его вымыванию из-за стенки и удобно соединяться друг с другом при погружении.

При постоянной толщине подпорные стены выполняют из плоских элементов, имеющих выступы и пазы для обеспечения плотного прилегания смежных элементов. В отдельных случаях выступы выполняют из металла, так как железобетонные при погружении шпунта могут разрушиться (рис. 16.13, а).

Стены высотой более 5—6 м целесообразнее сооружать из ребристых шпунтин. Они могут иметь тавровые сечения с пазами по концам плит или без них (рис. 16.13, б) или представлять собой широкие панели с несколькими ребрами (рис. 16.13, в). Ребра шпунтин обычно располагают со стороны засыпки и используют для крепления анкерных тяг. В отдельных случаях шпунтины таврового сечения забивают с промежутками, заполняя пространство между ними плоскими сборными плитами (рис. 16.13, г).

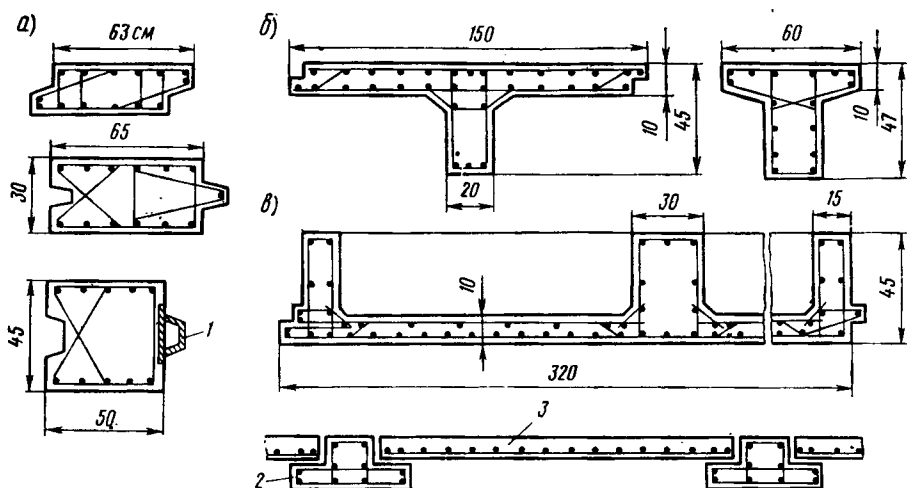


Рис. 16.13. Поперечные сечения железобетонных шпунтин:
1 — металлический выступ; 2 — шпунтина; 3 — плита

Для предотвращения вымывания грунта засыпки в швы между шпунтинами или сборными элементами с внутренней стороны устанавливают так называемые нащельники. В качестве них могут применяться деревянные щиты или короба, расположенные за шпунтинами на расстоянии 0,5—1 м или непосредственно у швов. Промежутки заполняют затем мелким щебнем или каменной крошкой. Более целесообразно наклеивание на швы стеклоткани или навешивание битумных матов.

Анкерный тяж выполняют обычно из прокатной стали или стержней диаметром 60—80 мм. По концам тяг устраивают проушины для обеспечения шарнирного сопряжения со стенами и анкерной плитой. Регулировка длины тяга круглого сечения обеспечивается стяжными муфтами или гайками у анкерной плиты. Чаще всего анкерные плиты изготовляют из железобетона плоскими или ребристыми. Реже анкерные плиты представляют собой обрезки стального шпунта.

16.6. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МАССИВНЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН

Подпорные стены рассчитывают на прочность, устойчивость и трещиностойкость в соответствии с действующими нормами. Внешними нагрузками на подпорные стены являются давление грунта, действие временной подвижной нагрузки и гидростатическое давление воды.

Наибольшее воздействие со стороны засыпки создается в том случае, когда на поверхности засыпки находится временная нагрузка, грунт засыпки увлажнен, а уровни грунтовых вод и в реке совпадают (рис. 16.14, а). Этот случай характерен для нормальных условий рабо-

а) б) в) г) д) е)

Рис. 16.14. Нагрузки, действующие на подпорные стены

415

Наибольшее воздействие со стороны реки возникает, если вода в реке быстро поднялась до наивысшего уровня, но не успела еще проникнуть в засыпку, влага в которой находится на обычном или немного приподнятом уровне. Временной нагрузки на засыпке нет (рис. 16.14, в). Такая расчетная схема возможна в нормальных условиях эксплуатации и должна рассматриваться при расчете стены.

Кроме указанных случаев, должны быть рассмотрены и другие возможные комбинации нагрузок. Так, например, в стенах со значительным наклоном в сторону берега может потребоваться расчетная проверка стены для производственных условий на действие ее собственного веса, когда засыпка отсутствует.

Давление грунта на стену определяют методами теории сыпучих тел, при этом часто не учитывают сцепления между частицами грунта, что идет, как правило, в запас прочности.

Расчетное горизонтальное давление грунта засыпки на единицу площади вертикальной стены определяют по формуле (см. рис. 16.10, а · в)

$$p = \gamma_f \gamma_n H \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi_n / 2), \quad (16.1)$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке для веса грунта; γ_n — удельный вес грунта; H — расстояние по вертикали от поверхности засыпки до рассматриваемой точки; φ_n — угол внутреннего трения в градусах.

Если на поверхности засыпки расположена временная нагрузка v , то дополнительное горизонтальное давление p_v , передаваемое подпорной стенке от нее, в любой точке по высоте (см. рис. 16.14, а, б):

$$p_v = \gamma_f' v \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi_n / 2), \quad (16.2)$$

где γ_f' — коэффициент надежности по нагрузке для временной нагрузки; v — интенсивность равномерно распределенной временной нагрузки.

Для подпорных стен городских набережных характерен случай, когда временная нагрузка располагается вдоль их длины. Тогда эту нагрузку представляют в виде полос (рис. 16.14, г). Давление от каждого ряда колес q распределяется на площади опирания с размерами $a \times d$, где d — ширина колеса рассматриваемой нагрузки; $a = h + 1,5$ м для тележки АК и $a = 3,6$ м для нагрузки НК-80.

Полосовая нагрузка q вызывает дополнительное горизонтальное давление, которое считается равномерно распределенным на участке по высоте стенки, ограниченном линиями, проведенными из краев полосы параллельно плоскости обрушения с углом θ_i (см. рис. 16.14, г). Равнодействующую этого давления и ее ординату z_q определяют по формулам:

$$E_q = \gamma_f' q a \frac{\sin (\theta_i - \varphi_n)}{\cos (\varphi_n - \theta_i)}; z_q = H - x \operatorname{tg} \theta_i. \quad (16.3)$$

Расчетное значение E_q определяют как наибольшее из полученных при различных углах обрушения грунта $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_i$.

Если на уровне, определяемом величиной h_1 , имеется грунтовая вода, то она создает гидростатическое давление и одновременно умень-

шает давление грунта, поскольку в воде уменьшается вес частиц грунта. Суммарное давление от этих факторов (см. рис. 16.14, а - в)

$$p_1 = \gamma_0 h_1 [1 - \gamma_f (1 - n) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi_n/2)], \quad (16.4)$$

где γ_0 — удельный вес воды; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке для веса грунта; n — относительная пористость грунта (при отсутствии опытных данных можно ориентировочно принимать $n = 0.4 \div 0.5$); φ_n — угол внутреннего трения грунта.

При определении горизонтального давления на стенку со стороны реки уровень воды расположен выше уровня грунта, и тогда давление воды (см. рис. 16.14, а - в)

$$\left. \begin{aligned} p_2 &= \gamma_0 h_2, \\ \text{а вес взвешенного грунта} \\ p_3 &= \gamma_f [\gamma - \gamma_0 (1 - n)] h_3 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi_n/2). \end{aligned} \right\} \quad (16.5)$$

Если грунтовая вода влияет на угол внутреннего трения грунта, то в пределах зоны смачивания должно быть учтено уменьшение этого угла.

Равнодействующие на единицу длины стены эпюр горизонтального давления грунта и воды со стороны засыпки, а также со стороны реки и их расстояния до рассматриваемой точки составят (рис. 16.14, б):

$$\left. \begin{aligned} E_p &= 0.5 p H; \quad z_p = H/3; \quad E_1 = 0.5 p_1 h_1; \quad z_1 = h_1/3; \\ E_b &= q H; \quad z_b = 0.5 H; \quad E_2 = 0.5 p_2 h_2; \quad z_2 = h_2/3; \\ E_3 &= 0.5 p_3 h_3; \quad z_3 = h_3/3. \end{aligned} \right\} \quad (16.6)$$

Устойчивость массивных бетонных и железобетонных стен проверяют для случаев их опрокидывания (рис. 16.15, а) или сдвига (рис. 16.15, б).

Шпунтовые стены, а иногда и массивные следует проверять на случай потери устойчивости вместе с окружающим грунтом (рис. 16.15, в). Анкерные стены проверяют на потерю устойчивости с поворотом вокруг точки крепления анкерной тяги.

Условия проверки на опрокидывание и сдвиг выражаются так (см. рис. 16.14, б):

$$M_u \leq \frac{m}{\gamma_n} M_z; \quad Q_r \leq \frac{m}{\gamma_n} Q_z. \quad (16.7)$$

Входящие в формулу (16.9) величины имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} M_u &= E_p z_p + E_b z_b + E_1 z_1 - E_2 z_2 - E_3 z_3 - \bar{\gamma}_f G e - \gamma_f G_1 e_1 - \gamma_f' G_2 e_2; \\ M_z &= (\bar{\gamma}_f G + \gamma_f G_1 + \gamma_f' G_2) y = N y; \\ Q_r &= E_p + E_b + E_1 - E_2 - E_3; \\ Q_z &= (\bar{\gamma}_f G + \gamma_f G_1 + \gamma_f' G_2) f. \end{aligned} \right\} \quad (16.8)$$

В формулах (16.7) и (16.8):

M_u — момент, опрокидывающий стенку и равный сумме моментов всех внешних сил относительно центра тяжести подошвы; m — коэффициент условий

работы, принимаемый при проверке на опрокидывание равным 0,8 и 0,9, а при проверке на сдвиг 0,9; γ_n — коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным 1,1; M_z — момент удерживающих сил относительно точки опрокидывания (точка / на рис. 16.14, д); Q_r — сдвигающая сила; Q_z — удерживающая сила; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке от собственного веса стены; G — вес единицы длины стены; G_1 — вес грунта, передающийся на стену; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке от веса грунта; γ_f' — коэффициент надежности по нагрузке для временной нагрузки; G_2 — равнодействующая временной нагрузки, учитываемая при ее расположении над подпорной стеной; N — равнодействующая вертикальных сил; y — расстояние от точки приложения силы до точки опрокидывания; f — коэффициент трения, принимаемый равным 0,25 для глинистых грунтов, 0,3 для суглинков и супесей и 0,4 для песчаных грунтов; e , e_1 и e_2 — эксцентриситеты сил G , G_1 и G_2 .

В зависимости от расчетного случая (наибольшее давление со стороны засыпки или реки) часть усилий в формулах (16.7) и (16.8) может отсутствовать.

Проверку прочности конструкции массивных бетонных или железобетонных стен производят в горизонтальных сечениях ее вертикального элемента и вертикальных сечениях фундаментной плиты. Расчетные

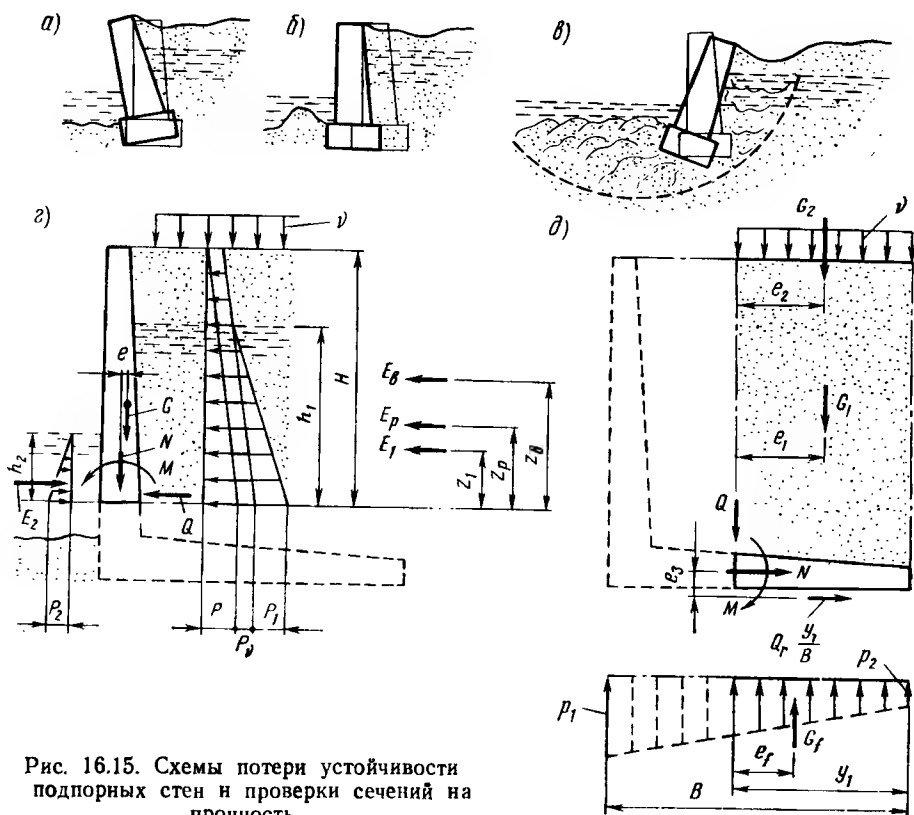


Рис. 16.15. Схемы потери устойчивости подпорных стен и проверки сечений на прочность

усилия в сечениях вертикального элемента стенки определяют по формулам (см. рис. 16.15, з):

$$\left. \begin{aligned} N &= \bar{\gamma}_f G + \gamma_f G_1; \quad Q = E_p + E_b + E_1 - E_2 - E_3; \\ M &= E_p z_p + E_b z_b + E_1 z_1 - E_2 z_2 - E_3 z_3 - \bar{\gamma}_f G e - \gamma_f G_1 e_1, \end{aligned} \right\} \quad (16.9)$$

где все внешние воздействия определяют по формулам, приведенным выше.

Для сечения, показанного на рис. 16.15, з, следует принять $G_1 = 0$. По найденным усилиям N и M проверяют прочность сечения.

Напряжения по подошве массивной (рис. 16.14, д) или железобетонной (рис. 16.15, д) подпорной стены от расчетных нагрузок определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \frac{N}{B} + \frac{6M_u}{B^2} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}; \\ p_2 &= \frac{N}{B} - \frac{6M_u}{B^2} \geq 0; \\ p &= \frac{N}{B} \leq R' \gamma_n, \end{aligned} \right\} \quad (16.10)$$

где $N = \bar{\gamma}_f G + \gamma_f G_1 + \gamma'_f G_2$, B — ширина подошвы; M_u находится по первой формуле из (16.8); R — расчетное сопротивление для нескальных или скальных грунтов осевому сжатию; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,0 или 1,2.

Если условия (16.10) не соблюдаются, то необходимо изменить размеры подпорной стены или применить искусственное основание, например свайное.

Усилия в вертикальных сечениях фундаментной плиты определяют, рассматривая равновесие отсеченной части стены с расположенной над ней засыпкой (см. рис. 16.15, д):

$$\left. \begin{aligned} N &= Q_r \frac{y_1}{B}; \quad Q = \gamma_f G_1 + \gamma'_f G_2 - G_f; \\ M &= \gamma_f G_1 e_1 + \gamma'_f G_2 e_2 - G_f e_f - Q_r \frac{y_1}{B} e_3, \end{aligned} \right\} \quad (16.11)$$

где Q_r — сдвигающая сила по подошве фундамента; y_1 — длина отсеченной части фундаментной плиты; B — ширина фундаментной плиты; G_1 — вес грунта, передающийся на отсеченную часть; $G_2 = \gamma y_1$, G_f — равнодействующая давлений p , действующих по подошве отсеченной части фундаментной плиты; e_1, e_2, e_f, e_3 — эксцентриситеты сил относительно центра тяжести сечения фундаментной плиты.

По найденным из формул (16.9) и (16.11) усилиям подбирают бетонное или железобетонное сечение в различных частях стенки.

16.7. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ШПУНТОВЫХ И АНКЕРНЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН

В расчетном отношении шпунтовая стена может быть представлена балкой, загруженной активным давлением грунта со стороны засыпки и удерживаемой усилиями защемления в грунте. Помимо этого, на стену действует пассивное давление грунта в виде отпора, который может в несколько раз превышать активное давление. В общем случае эпюра пассивного давления грунта на шпунтовую стену имеет криволинейный характер. Эпюра активного давления изменяется с глубиной линейно (рис. 16.16, а).

Обычно при расчетах криволинейную эпюру массивного давления заменяют треугольной с внешней стороны стены и сосредоточенной силой F' с внутренней ее стороны. Условная эпюра пассивного отпора грунта имеет линейный характер изменения и ордината ее на произвольной глубине x_q (рис. 16.12, б)

$$p_p = \gamma x_q k \lg^2 (45^\circ + \varphi_n / 2), \quad (16.11)$$

где γ — удельный вес грунта; k — коэффициент, учитывающий влияние трения грунта о шпунтовую стенку при ее перемещениях и принимаемый [1] в зависимости от угла внутреннего трения грунта.

φ_n , град	10	15	20	25	30	35	40
k	1,2	1,5	1,8	2,1	2,3	2,6	3,0

Обозначим расстояние от верха стенки до уровней воды в реке и засыпки x_0 и x_1 . Тогда неизвестную полную длину шпунта можно определить из условия равенства нулю изгибающих моментов на нижнем конце стены. Как и в п. 16.6, будем полагать, что активное горизон-

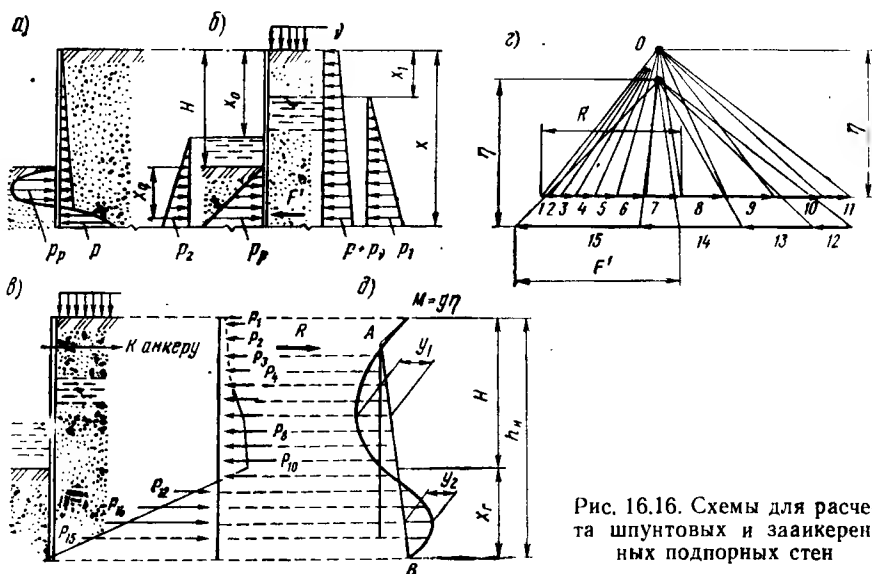


Рис. 16.16. Схемы для расчета шпунтовых и заанкеренных подпорных стен

тальное давление грунта, от временной нагрузки, а также гидростатическое давление и давление взвешенного в воде грунта определяют по формулам (16.1) — (16.5). Тогда для изгибающего момента на единицу длины стены получим следующее выражение при $x \geq H$ (рис. 16.16, б):

$$M = \gamma_f \gamma \frac{x^3}{3} \lambda_a + \gamma_f' \gamma \frac{x^2}{2} \lambda_a + \frac{\gamma_0}{6} (x - x_1)^3 - \gamma_f \gamma_0 \frac{1-n}{6} (x - x_1)^3 \lambda_a - \frac{\gamma_0}{6} (x - x_0)^3 - \gamma_{f1} \frac{\gamma}{6} (x - H)^3 \lambda_p + \gamma_{f1} \frac{\gamma_0}{6} (1-n) (x - H)^3 \lambda_p; \quad (16.12)$$

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi_n / 2); \lambda_p = k \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi_n / 2),$$

где γ_{f1} — коэффициент надежности по нагрузке для пассивного давления грунта, принимаемый меньше единицы. Остальные обозначения прежние (см. п. 16.6).

Принимая $M = 0$ в формуле (16.12), получим кубическое уравнение относительно x , т. е.

$$Ax^3 + Bx^2 + Cx + D = 0$$

при

$$A = \frac{\gamma_f \lambda_a - \gamma_{f1} \lambda_p}{6} [\gamma - \gamma_0 (1-n)];$$

$$B = 0,5 [\gamma_f' \gamma \lambda_a + \gamma_{f1} \gamma H \lambda_p + \gamma_0 (x_0 - x_1) + \gamma_0 (1-n) (\gamma_f x_1 \lambda_a - \gamma_{f1} H \lambda_p)];$$

$$C = 0,5 [\gamma_0 (x_1^3 - x_0^3) - \gamma_{f1} H^2 \gamma \lambda_p - \gamma_0 (1-n) (\gamma_f x_1^2 \lambda_a - \gamma_{f1} H^2 \lambda_p)];$$

$$D = \frac{1}{6} [\gamma_{f1} \gamma H^3 \lambda_p - \gamma_0 (x_1^3 - x_0^3) + \gamma_0 (1-n) (x_1^3 \lambda_a - H^3 \lambda_p)].$$

(16.13)

Уравнения (16.13) целесообразно решать, подставляя последовательные величины $x > H$ и определяя, когда $M = 0$. Величину x , соответствующую наибольшему изгибающему моменту в стене, определяем как производную

$$\frac{dM}{dx} = 3Ax^2 + 2Bx + C = 0.$$

Откуда

$$x = (-2B \pm \sqrt{4B^2 - 12AC}) / 6A.$$

(16.14)

Подставляя величину x , определяемую формулой (16.14), в формулу (16.12), найдем наибольший изгибающий момент в стене.

На практике полную высоту шпунтовой подпорной стены определяют по формуле

$$h_u = 1,1x - 0,1H. \quad (16.15)$$

Шпунтовые стены обладают большой деформативностью, и для проверки их эксплуатационных характеристик следует определить смещение верха стены под воздействием нормативных нагрузок, приближенно считая ее нижний конец на глубине x неподвижным.

Аналитический расчет заанкеренной подпорной стены представляется достаточно сложной задачей. Наиболее просто рассчитать ее графоаналитическим методом. При этом вводят допущение о том, что на нижнем конце заанкеренной стены равны нулю углы поворота, линейные смещения и изгибающие моменты. Кроме того, полагают, что эпюра пассивного давления грунта принимается по треугольнику (16.11) с внешней стороны и в виде сосредоточенной силы F' с внутренней стороны (см. рис. 16.16, б).

Предварительно подпорную стену делят по высоте на ряд участков, в пределах каждого определяют суммарные горизонтальные силы P_i (рис. 16.16, в) в соответствии с формулами (16.1)–(16.5) и (16.11). Затем строят веревочный многоугольник сил (рис. 16.16, г) и, проводя линии параллельно его сторонам, вычерчивают кривую изгибающих моментов (рис. 16.16, д). Замыкающую линию AB следует провести так, чтобы наибольшая ордината y_1 в верхней части эпюры моментов была на 5–10 % больше наибольшей ординаты y_2 в нижней части эпюры. В этом случае практически удовлетворяются принятые выше допущения.

Точка пересечения B эпюры моментов с замыкающей прямой определяет необходимое заглубление стены x_q .

Общую высоту стенки следует назначить

$$h_n \geq H + (1.15 \div 1.20) x_q. \quad (16.16)$$

Изгибающие моменты на единицу длины анкерной стенки определяются умножением ординат y эпюры моментов на полюсное расстояние η веревочного многоугольника. Получаемые изгибающие моменты обычно несколько больше наблюдаемых в реальных сооружениях или полученных на основании экспериментов и уточненных расчетов, и поэтому для подбора сечений стены можно принимать

$$M = m y \eta, \quad (16.17)$$

где $m = 0.75$ — понижающий коэффициент условий работы.

Усилие в анкерной тяге R на единицу длины стены определяют из веревочного многоугольника, где оно в соответствующем масштабе отсекается двумя лучами: первым и параллельным AB . Усилие в анкерной тяге принимают меньшим, чем полученное графически:

$$R_s = m R, \quad (16.18)$$

где $m = 0.7$.

По усилию R_s подбирают затем сечение тяги.

Расчет анкерной плиты, расположенной за призмой обрушения грунта засыпки, производят следующим образом. Из точки B на шпунте, в которой изгибающий момент равен нулю под углом $(45^\circ - \varphi_n/2)$, проводят плоскость обрушения BC до пересечения с поверхностью засыпки (рис. 16.17). Анкерная плита под действием усилия R_s смещает грунт вдоль плоскости DF , расположенной под углом $(45^\circ + \varphi_n/2)$. Смещаемый грунт оказывает пассивное давление p_p на анкерную плиту. При сдвиге анкерной плиты грунт за ней обрушается

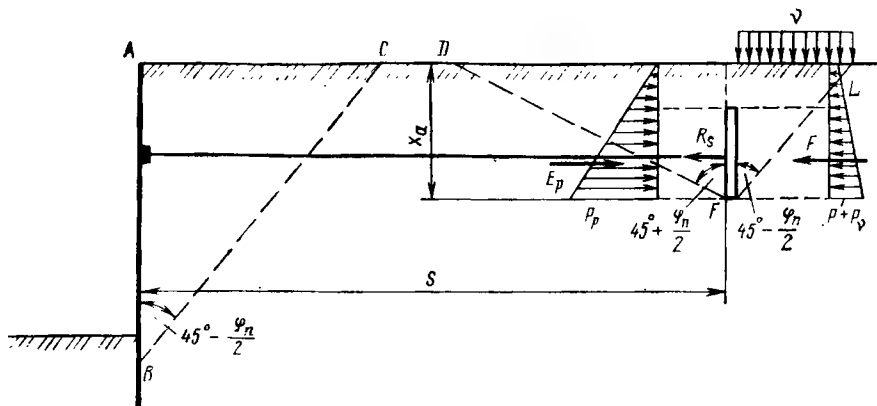


Рис. 16.17. Схема для расчета устойчивости анкерной плиты

по плоскости FL , оказывая на плиту активное давление с учетом находящейся на поверхности временной нагрузки. Плита остается неподвижной, если соблюдается следующее условие:

$$\frac{R_s + F}{\psi E_p} \leq m, \quad (16.19)$$

где R_s — расчетное усилие в тяге, определенное от нагрузок с учетом коэффициентов надежности; F — равнодействующая активного давления грунта на анкерную плиту; E_p — равнодействующая пассивного отпора; ψ — коэффициент, учитывающий глубину расположения анкерной плиты и ее высоту и изменяющийся от 0,7 до 1,0; $m = 0,5$ — коэффициент условий работы.

Входящие в формулу (16.19) величины F и E_p определяются так:

$$\left. \begin{aligned} F &= \left(\gamma'_f v x_a + \gamma_f \gamma \frac{x_a^2}{2} \right) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi_n / 2); \\ E_p &= \gamma_{f1} \gamma \frac{x_a^2}{2} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi_n / 2), \end{aligned} \right\} \quad (16.20)$$

где γ'_f — коэффициенты надежности по нагрузке для временной нагрузки; γ_{f1} — коэффициент надежности по нагрузке для пассивного давления грунта, принимаемый меньше единицы; x_a — заглубление анкерной плиты. Остальные обозначения прежние.

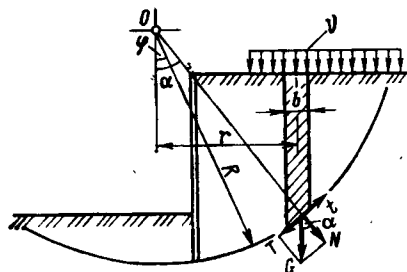


Рис. 16.18. Схема для расчета устойчивости подпорной стены на сдвиг по цилиндрической поверхности

Если под каждым анкером устанавливают свою анкерную плиту, то при расчете необходимо учитывать работу грунта, заключенного между отдельными плитами.

Когда анкерная плита расположена на таком расстоянии S от стены, что линии BC и DF пересекаются, то ее несущая способность уменьшается.

Проверку общей устойчивости стены на сдвиг вместе с окружающим грунтом (см. рис. 16.15, в) производят, считая, что грунт сдвигается по цилиндрической поверхности с радиусом R . Центр вращения O определяют последовательными попытками, принимая за расчетное то положение, в котором условия устойчивости будут наилучшими (рис. 16.18).

Сдвигающий массив делят на участки шириной b . Расчетный вес грунта каждого участка с учетом расчетной временной вертикальной нагрузки, если она имеется, обозначим через G . Нормальная и касательная составляющие этого усилия будут такими:

$$N = G \cos \alpha; \quad T = G \sin \alpha,$$

где $\alpha = \arcsin \frac{r}{R}$; r — расстояние по горизонтали от центра вращения до оси выделенного элемента, принимаемое со знаком плюс для участков справа и со знаком минус для участков слева от центра вращения.

Сила трения t сдвигающего грунта по неподвижному

$$t = Nf = G \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_n + cl, \quad (16.21)$$

где f — коэффициент трения грунта по грунту; c — удельное сцепление грунта; l — длина дуги участка скольжения.

Стена будет устойчива, если момент всех сдвигающих сил T относительно центра вращения будет меньше такого же момента всех сил трения и сцепления t , т. е.

$$\frac{\sum M_m}{\sum M_t} = \frac{\sum R G \sin \alpha}{\sum R (G \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_n + cl)} = \frac{\sum Gr}{R \sum (G \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_n + cl)} \leq 1. \quad (16.22)$$

Приведенное условие устойчивости дает некоторый запас, и поэтому сооружение можно считать устойчивым, если отношение (16.22) будет даже равно единице.

Аналогично может быть проверена устойчивость массивной стены.

НАДЗЕМНЫЕ АВТОСТОЯНКИ И ВЕРТОЛЕТНЫЕ ПЛОЩАДКИ В ГОРОДАХ

17.1. ВИДЫ МНОГОЭТАЖНЫХ НАДЗЕМНЫХ АВТОСТОЯНОК И ОСОБЕННОСТИ ИХ КОНСТРУКЦИЙ

Одной из актуальных проблем современного города, связанной со стремительным ростом автомобилизации, является развитие пунктов хранения транспортных средств. По статистическим данным, легковые автомобили индивидуального пользования находятся в пути в среднем 1—2 ч, а 22—23 ч стоят на автостоянках или улицах, загромождая улицы и затрудняя работу городского транспорта. Если учесть тот факт, что автомобили индивидуального пользования в крупных городах, таких как Москва, составляют около 60—65 % общего числа пассажирского автопарка, то они в основном и определяют основную потребность в площади для гаражей и стоянок. Так, например, в Лос-Анджелесе территория, занятая под гаражи-автостоянки и улицы, составляет около 65 % общей территории города.

Автостоянки являются местом непродолжительного хранения автомобилей. Они могут быть подземные, полуподземные¹ и надземные. Стоимость строительства подземных и полуподземных автостоянок в 2,5—3 раза превышает стоимость надземных. Кроме того, их труднее сооружать и требуются значительные объемы работ по перекладке существующих подземных сетей.

Надземные автостоянки по своему назначению отличаются от гаражей. Гаражи представляют собой сооружения для продолжительной стоянки и ремонта автомобилей, имеющие закрытые и отапливаемые помещения, необходимое оборудование и мастерские. Гаражи проектируют по специальным нормам. Автостоянки предназначены только для стоянки автомобилей без их технического обслуживания и ремонта. Основное требование к кратковременным стоянкам в отличие от постоянных гаражей состоит в необходимости обеспечения для водителей облегченных условий въезда и постановки автомобилей на стоянку, быстрого и беспрепятственного выезда с места стоянки.

Наибольшее распространение в мировой практике получили надземные многоэтажные автостоянки рампового типа. Такие стоянки отличаются экономичностью, относительной простотой возведения, небольшими сроками строительства, а также возможностью увеличения вместимости путем устройства надстроек. Первые многоэтажные автостоянки рампового типа появились в США в 1935 г.

Объемно-планировочные решения рамповых стоянок весьма разнообразны и зависят от их назначения, вместимости, конфигурации, типа

¹ Здесь подземные и полуподземные автостоянки не рассматриваются, так как вопросы их проектирования излагаются в курсе подземных городских транспортных сооружений.

рампы. Их располагают на небольшом удалении от важных городских центров и магистральных улиц в пределах пешеходной доступности. Во многих случаях многоэтажные надземные автостоянки представляют собой самостоятельные инженерные сооружения (рис. 17.1). Оптимальным считается устройство автостоянок с шестью-семью этажами

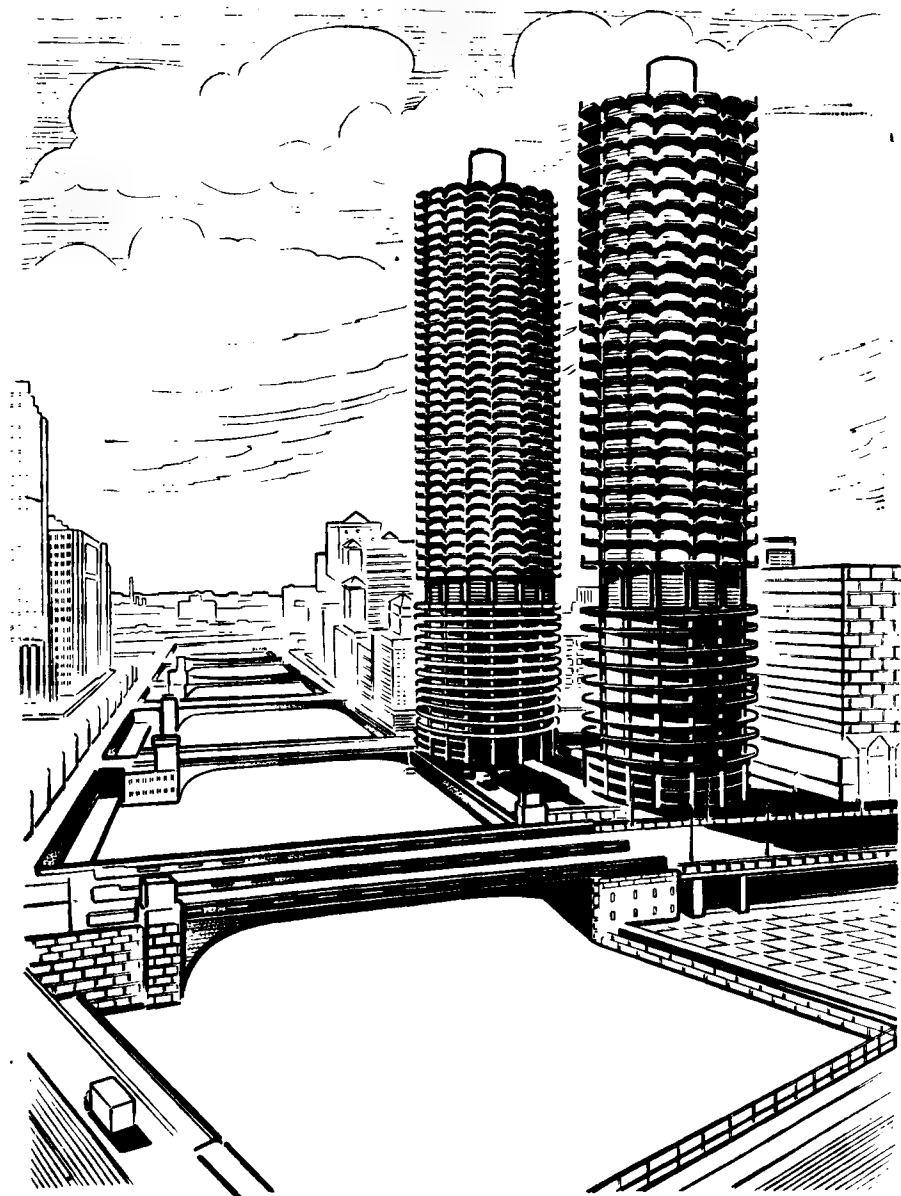


Рис. 17.1. Общий вид и план автостоянки со спиральными рампами

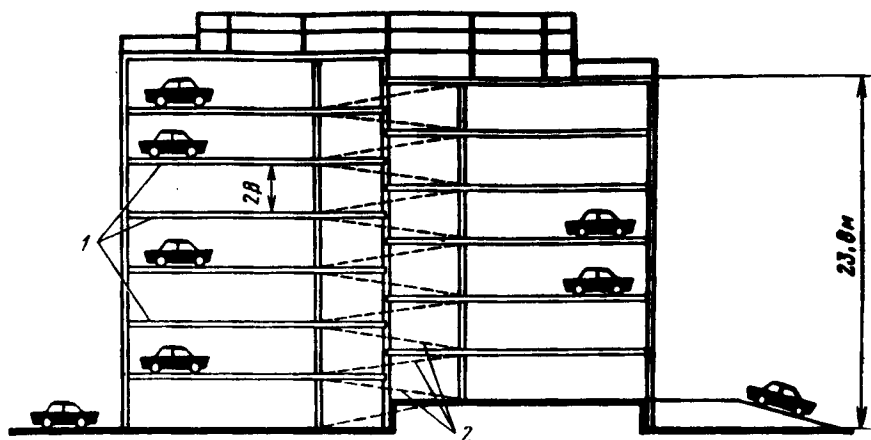


Рис. 17.2. Схема автостоянки с полурампами и смещенными перекрытиями:
1 — перекрытия; 2 — полурампы

при ширине зданий 16—17 м, и коэффициент использования площади здания составляет около 62 %.

В автостоянках большой вместимости (до 9000 автомобилей) и этажности чаще всего применяют спиральные ramпы (см. рис. 17.1). Пространство внутри ramпы может быть использовано для размещения лифтов и лестничных клеток.

Наиболее крупные автостоянки, решенные с полурампами, имеют вместимость до 1600 автомобилей. Применение полурампы в стоянках со смещенными перекрытиями (рис. 17.2) позволяет сократить время установки автомобиля на место, а также использовать относительно небольшие участки для возведения стоянок. Уклон полурампы составляет 14—16 %. Полурампы имеют ширину одной или двух полос движения.

Автостоянки небольшой вместимости (до 1000 автомобилей) сооружают с наклонными перекрытиями, имеющими уклон от 3 до 6 % (рис. 17.3). При такой системе обеспечивается наиболее полное использование площади стоянки, но удлиняется перемещение автомобиля внутри нее.

Наименьшее распространение получили стоянки с прямыми ramпами. В некоторых случаях применяют сочетание отдельных типов ramп. Так, например, сочетание спиральных ramп и полурампы позволяет использовать преимущества тех и других.

По конфигурации плана одного этажа автостоянок они могут быть прямоугольными, круглыми или другого очертания. При круглой форме здания стоянки она легче вписывается в городскую застройку и ей можно придать разнообразие и выразительность. Прямоугольная форма плана стоянки позволяет эффективно использовать стандартные конструктивные элементы.

Конструктивные решения автостоянок отличаются известным многообразием. В качестве строительного материала в основном используют

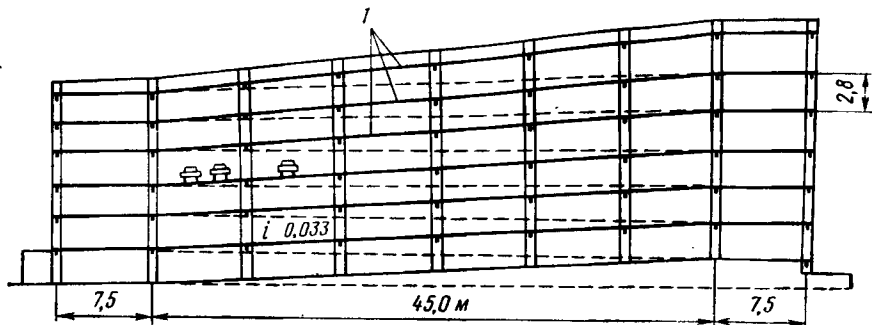


Рис. 17.3. Схема автостоянки с наклонными перекрытиями:
1 — наклонные перекрытия

железобетон, в наибольшей степени отвечающий требованиям огнестойкости и коррозионной стойкости. В ряде стран для автостоянок разработаны типовые конструкции из сборного железобетона. Здание автостоянок чаще всего образуется из колонн, тавровых балок перекрытий, фундаментных блоков, а также элементов рам, лифтовых шахт, стеновых ограждений и т. д. По сборным балкам перекрытий иногда устраивают слой монолитного бетона толщиной 0,1 м.

В зарубежной практике находят применение предварительно напряженные колонны длиной, равной высоте здания автостоянок. На рис. 17.4 представлены основные параметры здания автостоянки из сборных железобетонных унифицированных элементов [12]. Каркас здания образован из Т-образных консольных рам. Высота этажа принята равной 2,8 м при расстоянии от пола до низа балок перекрытия 2,2 м. Консольные рамы со свесами 3,0 и 4,5 м объединяются между собой сваркой выпусков арматуры с последующим омоноличиванием стыков.

При сооружении стоянок в ряде случаев находили применение сборные пространственные элементы. Так, например, в США разработаны сборные элементы, состоящие из двух параллельно расположенных П-образных предварительно напряженных рам, объединенных поверху плитой. Длина элемента составляет 17,4 м и высота его соответствует высоте этажа стоянки. Объединение пространственных блоков осуществляется в вертикальном направлении с помощью прядей из стальной проволоки, пропускаемой через каналы, предусмотренные в стойках рам.

Автостоянки возводят также из металлических конструкций. При этом в большинстве случаев используют прокатную сталь. Перекрытия выполняют в виде ферм с треугольной решеткой. В последние годы для строительства автостоянок в различных странах стали применять атмосферостойкую сталь, позволяющую снизить эксплуатационные расходы. Возможно сочетание металлических и железобетонных элементов в составе конструкции многоэтажной автостоянки.

Весьма эффективны металлические элементы при сооружении сборно-разборных стоянок. Такие здания возводят на участках, предназ-

наченных в будущем для других сооружений. Элементы конструкций при этом имеют болтовые соединения. Монтаж конструкций ведется обычно пространственными блоками, в пределах каждого из которых могут устанавливаться по два автомобиля и предусматривается полоса для проезда (рис. 17.5).

Для предохранения многоэтажных металлических автостоянок от пожара применяют облицовки с использованием асбеста.

Имеются примеры применения железобетонных сборно-разборных стоянок автомобилей. Соединение элементов между собой обеспечивается высокопрочными болтами.

Многоэтажные автостоянки могут быть объединены в единую конструкцию с каким-либо зданием. Часто многоэтажные стоянки являются частью зданий железнодорожного, авиационного или морского вокзалов. Иногда их возводят над станциями метро, соединяя стоянку с платформами метро лифтами. Многоэтажные стоянки могут быть частью зданий больших гостиниц или многоэтажных жилых домов, а также входить в состав промышленных и административных зданий или окружать спортивные сооружения. Для устройства многоэтажных автостоянок или гаражей часто используют пространство под эстакадами подходов к высоким мостам.

В густой городской застройке с узкими улицами возникает необходимость сооружения стоянок на участках ограниченной площади. В этой связи получили распространение механизированные автостоянки, позволяющие использовать до 80 % площади здания под места стоянки. По сравнению с рамповыми механизированные стоянки имеют ряд преимуществ. Если высота рамповых стоянок ограничена шестью-семью этажами, то механизированные могут иметь высоту 30

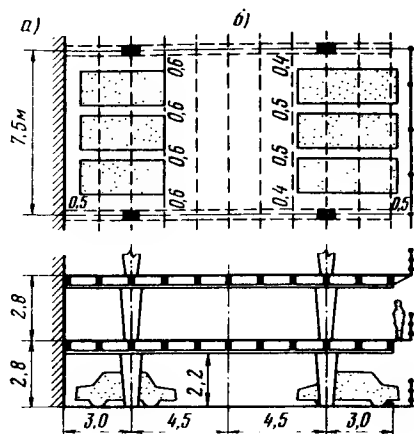


Рис. 17.4. Основные параметры автостоянки из сборных железобетонных элементов:

а — с наружными облегченными стенами при габаритах автомобиля 4,1×1,6 м; б — без наружных стен при габарите автомобиля 4,8×1,8 м

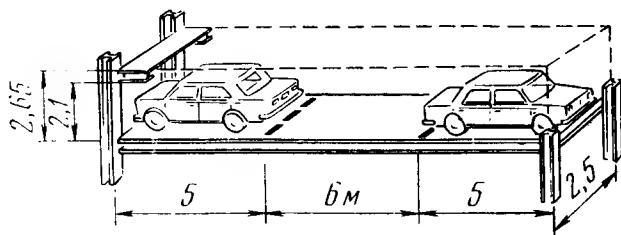


Рис. 17.5. Секция сборно-разборной металлической автостоянки

этажей, так как подъем автомобилей осуществляется лифтами. Высота ярусов может быть уменьшена, поскольку водитель не попадает в зону стоянки.

Загрязнение воздуха выхлопными газами в рамповых стоянках бывает весьма значительным, а в механизированных автомобиль доставляется на место стоянки с выключенным двигателем, и специальной вентиляции воздуха не требуется.

Высокая стоимость оборудования автостоянок этого типа компенсируется относительно небольшими затратами на их строительство. Кроме того, в механизированных стоянках значительно снижается численность обслуживающего персонала, а установка автомобиля на место занимает в среднем 1 мин.

Существует несколько разновидностей механизированных стоянок. Подъем и спуск автомобилей осуществляются с помощью лифтоподъемников или латерностера (подъемник, основанный на применении непрерывной цепи). Последний тип имеет весьма низкий коэффициент полезного действия и поэтому не находит широкого применения. Наибольшее распространение получила система, основанная на сочетании вертикального перемещения автомобилей на лифте с последующим его горизонтальным перемещением на тележках без водителя (рис. 17.6, а). Вместимость такого типа стоянок обычно не превышает 500 автомобилей. В центральной части здания стоянки находится шахта с подъемником, а по бокам — боксы для стоянки автомобилей. В шахте размещаются один или несколько подъемников для автомобилей. В конструк-

тивном отношении механизированные стоянки подобного типа отличаются простотой и допускают использование сборных элементов.

В плане здание механизированной стоянки может быть круглым (рис. 17.6, б). При этом одновременно осуществляется подъем сразу двух-трех автомобилей. Подъемник снабжен поворотной платформой, и автомобиль автоматически подается на специальной тележке на место стоянки, и тележка возвращается в подъемник.

При прямоугольной форме плана здания автомобиль, поднятый на соответствующий этаж, перемещается на тележке вначале вдоль этажа, а затем заводится в нужный бокс (рис. 17.6, в).

Механизированные стоянки могут иметь самостоятельные здания, а могут быть встроены в другие сооружения, например в административные здания.

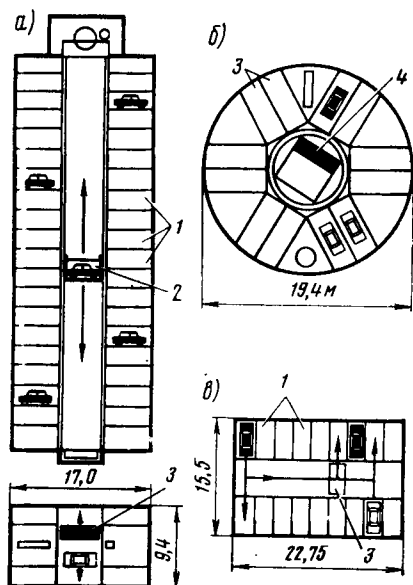


Рис. 17.6. Схемы механизированных автостоянок:

1 — боксы; 2 — платформа подъемника с автомобилем; 3 — тележка; 4 — поворотная платформа

17.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВМЕСТИМОСТИ И ЧИСЛА МЕСТ СТОЯНОК

При планировании числа автостоянок возникает вопрос о перспективной численности легкового автопарка и необходимой вместимости автостоянок. В общем виде предельно вероятный уровень автомобилизации или предельно вероятное число личных автомобилей на каждую 1000 жителей можно определить по формуле [12]

$$A_{\max} = \frac{Q}{m} K_b, \quad (17.1)$$

где Q — объективно необходимый объем передвижений; m — средняя наполняемость кузова автомобиля; K_b — показатель бытовой привлекательности автомобиля.

Исследования показывают, что объем передвижений населения Q для средних условий крупного города в пиковый период суток на 1000 жителей в рабочий и выходной дни может быть принят равным соответственно 500 и 680. Средняя наполняемость кузова автомобиля в зависимости от целей поездок меняется от 1,5 до 2,5, а показатель бытовой привлекательности можно считать равным 1,15. При указанных величинах предельно вероятный уровень автомобилизации будет составлять около 360 автомобилей.

Применительно к некоторому расчетному сроку ожидаемое количество автомобилей на 1000 жителей города A_p будет меньше предельно вероятного. В общем случае расчетный уровень автомобилизации

$$A_p = A_{\max} K_p K_T, \quad (17.2)$$

где $A_{\max}$ — предельно вероятное количество автомобилей; K_p — коэффициент, учитывающий роль баз проката легковых автомобилей в системе обслуживания населения; K_T — показатель привлекательности приобретаемого автомобиля как средства транспорта.

Коэффициент K_p в формуле (17.2) можно принять равным 0,85. Что же касается коэффициента K_T , то он изменяется от 0 до 1 и зависит от многих параметров. Для центральных районов города $K_T = 0,34$, а для периферийных $K_T = 0,405$. Исходя из приведенных значений величин, входящих в формулу (17.2), будем иметь: $A_p = 100$ автомобилей на 1000 жителей для центральных районов города и $A_p = 120$ автомобилей на 1000 жителей для периферийных районов города.

В некоторых особых случаях местных условий величина A_p может меняться от 50 до 250 автомобилей на 1000 жителей.

Для определения расчетной вместимости автостоянок может быть использована формула

$$P = \frac{A_p}{A_{\max}} \frac{F}{m} K_v K_0 + p, \quad (17.3)$$

где F — число лиц, одновременно участвующих в поездках; m — средняя наполняемость кузова автомобиля; K_v — коэффициент учета экономии времени; K_0 — коэффициент, учитывающий снижение расчетной вместимости за счет паркования машин в неорганизованном порядке; p — резерв дополнительных автомобилей государственных автохозяйств.

Для средних условий крупного города величина F может быть принята равной 385 чел. для автостоянок у мест приложения труда, 200 чел. для автостоянок у предприятий центрального культурно-бытового обслуживания, 115 чел. для автостоянок у мест организованного массового загородного отдыха.

Коэффициент K_p , входящий в формулу (17.3), определяется математическим выражением:

$$K_p = c \left(\sqrt{2,6 - \frac{(75 - L)^2}{2460}} - 0,615 \right), \quad (17.4)$$

где c — поправка на степень развития и плотности транспортной сети, изменяющаяся в пределах от 0,8 до 1,2; L — расстояние передвижения автомобилей, принимаемое для крупных городов от 1 до 50 км.

Коэффициент K_0 вводят в формулу (17.3), если имеется возможность для конкретных условий свободного размещения части автомобилей на ближайших улицах без осложнений для организации движения транспорта. Значение коэффициента K_0 допустимо в границах до 0,7. Необходимое число дополнительных мест для служебных автомобилей принимают в соответствии с функциональностями конкретной местности. Использование дифференцированного подхода к определению расчетных норм вместимости автостоянок с учетом местных условий позволяет исключить перерасход средств при их сооружении и избежать ухудшения условий движения транспортных средств в городах.

При расчете числа мест стоянок площадь пола стоянки с внутренними проездами в зависимости от конструкции здания составляет 18—27 м². Зазоры между рядом стоящими автомобилями следует принимать равными 0,5—0,8 м. Зная расчетную вместимость стоянки P [формула (17.3)] и площадь одного места, можно найти число мест стоянок.

Наиболее рациональным с точки зрения занимаемой площади считается установка автомобилей под углом 60° к оси проезда на стоянке. В тех случаях, когда предусмотрены места для кратковременной и длительной стоянки, целесообразно располагать места стоянок как под острым, так и под прямым углом. При круглом плане этажей места стоянок располагают по концентрическим окружностям.

Междуэтажные перекрытия автостоянок можно рассчитывать на равномерно распределенную нагрузку интенсивностью 6 кН/м².

17.3. ВЕРТОЛЕТНЫЕ ПЛОЩАДКИ В ГОРОДАХ

Вертолетный транспорт в настоящее время развит еще недостаточно, однако объем перевозок вертолетами постоянно возрастает и есть все основания полагать, что он займет одно из ведущих мест в системе городского транспорта. Основное преимущество вертолетов как средств транспорта состоит в высокой скорости передвижения, достигающей 200—300 км/ч, независимость направления движения от системы улиц, а также большая маневренность, простота и относительно небольшая

стоимость устройства посадочных площадок. Недостатки вертолетного транспорта связаны с малой провозной способностью (до 500—600 пасс./ч), высокой стоимостью проезда, образованием значительного шума и существенной зависимостью от погодных условий.

При проектировании вертолетных площадок наиболее важное значение имеет вес применяемых вертолетов. Они подразделяются по весу на три категории: легкие — с взлетным весом до 40 кН; средние — от 40 до 120 кН и тяжелые — свыше 120 кН. В зависимости от весовой категории назначают конструкцию искусственного покрытия и размеры взлетно-посадочных площадок [8].

Вертолетные площадки могут располагаться как на поверхности земли, так и на сооружениях. Взлетно-посадочные площадки, располагаемые в уровне земли, проектируют теми же методами, что и автомобильные дороги или аэродромы.

Для инженера-строителя городских транспортных сооружений представляют интерес лишь специальные вертолетные площадки, вынесенные над уровнем земли и опирающиеся на различные конструкции.

Вертолетные площадки в густой городской застройке целесообразно располагать на крышах высоких зданий или на специальных перекрытиях, расположенных на достаточной высоте между зданиями, над ними или над водными поверхностями (реками, озерами т. д.).

Двухполосный вертодром, расположенный на крыше нового почтамта в Москве возле Казанского железнодорожного вокзала, предназначен для перевозки почты между столицей и ее аэропортами. По своим размерам этот вертодром не имеет себе равных в Европе. Его взлетно-посадочные полосы имеют размеры 60×25 и 60×17 м.

Вертолетные трассы организованы также в ряде стран Европы, Северной Америки и Японии. В США сооружено несколько вертолетных площадок на крышах высоких зданий. Так, например, в 1965 г. на крыше одного из павильонов Международной выставки в Нью-Йорке была оборудована вертолетная станция, рассчитанная на эксплуатацию 24-местных вертолетов (рис. 17.7). Размер взлетно-посадочной полосы 60×60 м. Пассажиры доставляются на вертолетную площадку пятью скоростными лифтами.

В Варшаве на крыше 11-этажной гостиницы «Гранд-Отель» сооружена вертолетная площадка, обеспечивающая перевозки пассажиров между польской столицей и аэропортом в Окенге.

Вынос площадок на достаточное расстояние от земли уменьшает уровень шума от вертолетов на улицах города и улучшает условия безопасности полетов, особенно при подходе к площадке, взлете или посадке. Связь площадок с землей может осуществляться грузовыми и пассажирскими лифтами. Если вертолетные площадки располагают на крыше зданий, то конструкция верхнего перекрытия и весь каркас здания должны быть рассчитаны на дополнительные нагрузки, вызываемые вертолетами.

Специальную конструкцию, поддерживающую вертолетную площадку, рассчитывают только на вес вертолетов, являющийся временной подвижной нагрузкой.

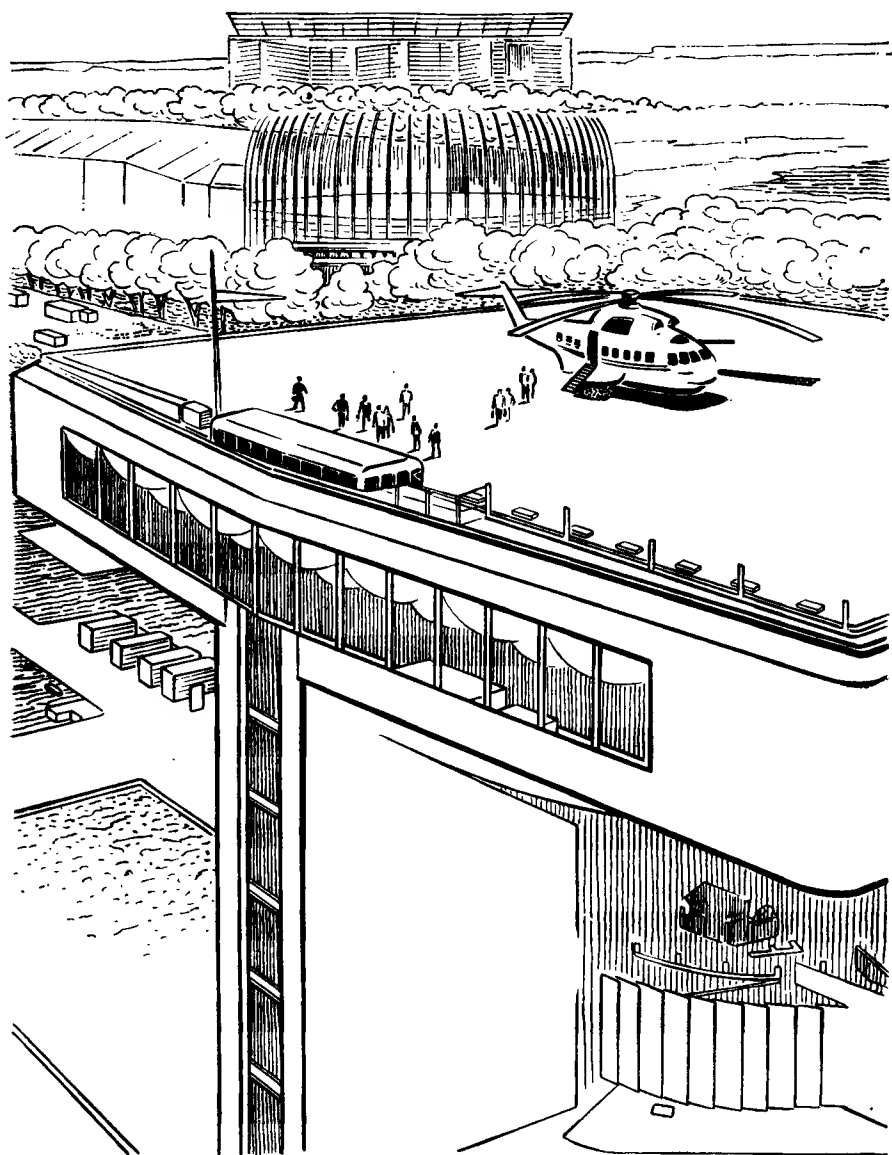


Рис. 17.7. Вертолетная площадка на крыше павильона Международной выставки в Нью-Йорке

Тип конструкции выбирают исходя из экономического сравнения по расходу материалов, стоимости и трудовым затратам на строительство, а также из местных условий городской планировки.

Общие размеры вертолетной площадки зависят от способов взлета и посадки вертолетов. Для наиболее экономичного и надежного взлета или посадки с использованием «воздушной подушки» у поверхности площадки, образуемой несущим винтом, рекомендуются размеры рабочих площадок не менее 30×30 м для легких вертолетов, 60×60 м для средних и 80×80 м для тяжелых.

Если вертолетная площадка предназначена для стоянки нескольких вертолетов, то она должна иметь, кроме того, специальные площадки, отведенные для рулежки и стоянки машин. Ширину рулежных дорожек следует назначать для тяжелых вертолетов не менее $12 \div 15$ м, для средних $8 \div 9$ м и для легких 6 м.

Места стоянок должны быть запроектированы так, чтобы обеспечивалась возможность взлета и посадки при полете на старт и обратно, а также удобство выруливания и заруливания вертолетов на тяге несущего винта. Размеры мест стоянок рекомендуется назначать для вертолетов Ми-6 — 46×32 м, Ми-4 — 24×18 м, Ми-1 — 18×14 м, Ка-15 и Ка-18 — 6×4 . Минимальные разрывы между отдельными местами стоянок и их рядами принимают не менее 70 м для вертолетов Ми-6, 50 м для Ми-4 и В-8, 30 м для Ми-1 и В-2, 20 м для Ка-15 и Ка-18. Места стоянок должны быть оборудованы источниками электроэнергии с напряжением переменного тока 380/220 В и постоянного тока 28,5 В.

Вывод всех инженерных коммуникаций должен осуществляться через водонепроницаемые колодцы, в которых следует хранить и противопожарное оборудование.

На местах стоянок следует предусмотреть заземлительные электроды, обеспечивающие защиту вертолетов от воздействия статического электричества.

Кроме взлетно-посадочной площадки, рулежных дорожек и мест стоянок, на вертолетных площадках с интенсивным движением может быть предусмотрен перрон для временной стоянки вертолетов в период погрузки или выгрузки груза и пассажиров (в течение 3—15 мин). Размеры перрона назначаются такими, чтобы при рулежке вертолетов между их несущими винтами оставались расстояния не менее радиуса винта наибольшего из эксплуатируемых вертолетов.

Уклоны поверхностей для отвода воды с взлетно-посадочных площадок должны быть не более 2,5 %, рулежных дорожек — не более 3 %, мест стоянок и перрона — не более 1,5 %. Водоприемные решетки и систему водоотвода согласуют с общей конструкцией сооружения.

Большие вертолетные порты оборудуют системами заправки вертолетов, грузовыми лифтами для спуска и подъема их с площадки на землю, а также необходимыми подсобными помещениями и оборудованием.

Расположение вертолетной площадки в плане города должно назначаться с учетом удобства воздушных подходов к ней. В направле-

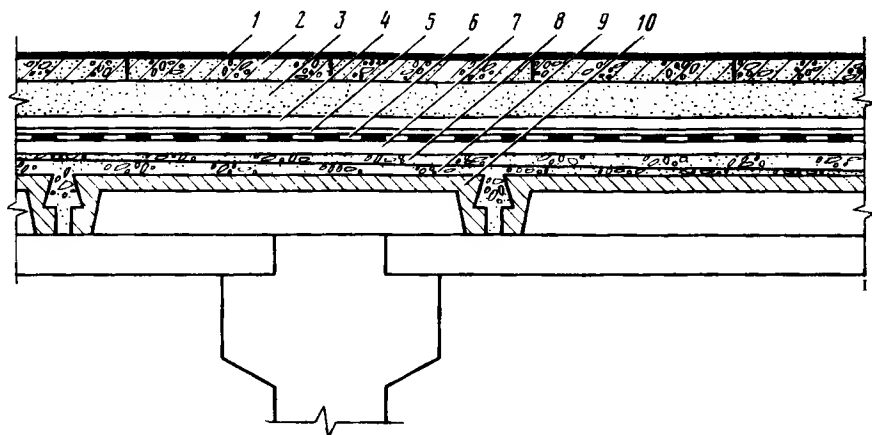


Рис. 17.8. Конструкция покрытия вертолетной площадки на крыше здания:

1 — асфальтобетон толщиной 3 см; 2 — сборная железобетонная плита 16 см; 3 — крупнозернистый кварцевый песок слоем от 10 до 14 см; 4 — гравий, втопленный в битумную мастику толщиной 5 см; 5 — цементная стяжка слоем 2 см; 6 — гидроизоляция из четырех слоев гидроизола на битумной мастике; 7 — цементная стяжка слоем 2 см; 8 — слой шлакобетона с уклоном и переменной толщиной до 10 см; 9 — слой бетона омоноличивания толщиной 6 см; 10 — сборная железобетонная плита перекрытия

ниях взлета или посадки вертолетов окружающие площадку здания или другие препятствия не должны пересекать наклонной плоскости с уклоном 1:6 для легких вертолетов, 1:8 для средних и 1:14 для тяжелых.

Полосы воздушных подходов следует прокладывать с учетом господствующих ветров так, чтобы посадка и взлет осуществлялись по возможности против ветра.

Взлетно-посадочные площадки могут быть прямоугольной, круглой, Т-, Г-образной форм в плане, а также состоять из прямоугольных площадок, расположенных треугольником или V-образно.

В том случае, когда вертолетная площадка совмещается с крышей здания, ее покрытие должно обеспечивать передачу давления на несущие элементы, а также создавать необходимую водонепроницаемость, тепло- и звукоизоляцию (рис. 17.8).

Несущие конструкции перекрытий вертолетных площадок рассчитывают на вертикальные силы от веса вертолета с учетом динамических воздействий при его грубой посадке. Влияние динамических факторов на жесткие перекрытия изучено недостаточно и по некоторым данным может увеличивать статические нагрузки в 1,5—2 раза. Коэффициент надежности по нагрузке для веса вертолетов можно принимать равным единице. Давление от колес передается на покрытие в виде сосредоточенных сил, условно распределенных на площади круга. Схема расположения колес, передающиеся на них усилия и диаметры условных кругов контакта колес с покрытием приведены в табл. 17.1 и на рис. 17.9.

Горизонтальные усилия торможения вертолетов также мало изучены, и в качестве первого приближения их можно принять по аналогии с

Параметры	Тип вертолетов			
	Ми-4	Ми-1М	Ка-15	Ка-18
Вес, кН	76,0	25,0	13,7	13,7
Расстояние между колесами шасси, м:				
a	3,82	3,32	2,65	2,65
c	3,79	3,18	1,86	1,86
b	1,53	—	1,0	1,0
r_1	3,96	3,38	2,04	2,04
r_2	4,64	—	2,61	2,61
Распределение нагрузки при стоянке на колеса, %:				
передние P_1	17,0	16,5	16,0	16,0
основные (задние) P_2	83,0	83,5	84,0	84,0
Диаметр круга контакта с покрытием колес, м:				
передних	0,20	0,11	0,09	0,09
основных	0,31	0,17	0,15	0,15
Диаметр несущего вилта, м	21,0	14,5	10,0	10,0

тормозными силами автомобилей равными 30 % их нормативного веса.

Одновременно на вертолетной площадке возможна посадка только одного вертолета, причем расчет на вертикальные усилия от посадки с динамическим коэффициентом можно производить без учета тормозной силы.

Тормозные горизонтальные усилия, приложенные в уровне верха покрытия, могут возникать от всех вертолетов, одновременно находящихся во время посадки и руления по дорожкам.

Полный расчет несущей конструкции вертолетной площадки должен производиться с учетом вертикальных и горизонтальных нагрузок

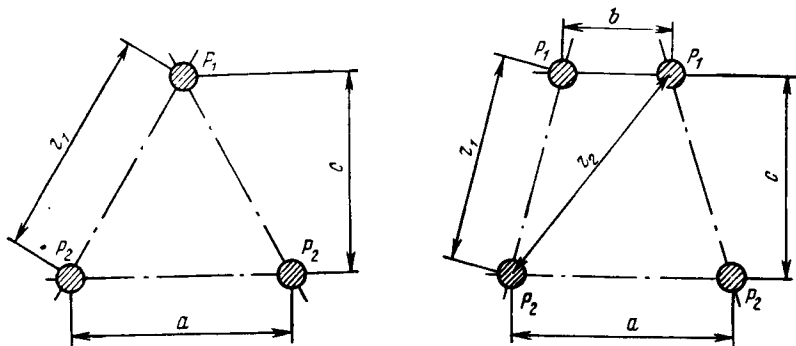


Рис. 17.9. Схема передачи давлений от колес вертолетов

при различных невыгодных сочетаниях: например, при заполненных местах стоянки нагруженными вертолетами, загруженных вертолетах на перроне и одном вертолете, который совершает посадку с ударом.

Расположение вертолетов на перекрытии должно назначаться в наиболее невыгодных положениях.

По краям надземные вертолетные площадки должны быть ограждены защитным бордюром, который рассчитывают на действие удара от выкатывающегося вертолета.

Давления от колес вертолетов можно считать распределяющимися сквозь покрытие на несущие элементы по конусу с учетом наклона обрзующих к вертикали под 45°

Круглую площадку передачи давления на несущую конструкцию можно для удобства расчета заменить равновеликой по площади квадратной.

Элементы конструкции перекрытий, колонн рассчитывают по нормам для железобетонных и стальных строительных конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Буд и А. Я. Тонкие подпорные стенки. М.: Стройиздат, 1974. 191 с.
2. В о л ь н о в В. С. Кручение коробчатых пролетных строений мостов. М.: Транспорт, 1978. 136 с.
3. Г и б ш м а и Е. Е. Городские ижеиерные сооружения. М.: Изд-во МКХ РСФСР, 1959, 357 с.
4. Г и б ш м а н Е. Е., Г и б ш м а н М. Е. Теория и расчет предваритель-но напряженных железобетонных мостов. М.: Автотрансиздат, 1963. 397 с.
5. Г и б ш м а н Е. Е. Безопасность движения на мостах. М.: Транспорт, 1967, 197 с.
6. Г и б ш м а н М. Е. Теория расчета мостов сложных пространственных систем. М.: Транспорт, 1973. 200 с.
7. Г и б ш м а н М. Е. Таблицы для расчета пролетных строений транспортных сооружений: Справочник. М.: Транспорт, 1985. 447 с.
8. Г о р е ц к и й Л. И., Б о р о д а ч А. И. Проектирование и строительство вертолетных стаций. М.: Стройиздат, 1964. 263 с.
9. З а х а р о в Л. В., К о л о к о л о в Н. М., Ц е й т л и н А. Л. Сборные неразрезные железобетонные пролетные строения мостов/Под ред. Н. М. Колоколова. М.: Транспорт, 1983. 232 с.
10. И л ь я с е в и ч С. А. Металлические коробчатые мосты: М.: Транспорт, 1970. 280 с.
11. Л и в ш и ц Я. Д. Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона. Киев, Внща школа, 1976. 279 с.
12. Л ы с о г о р с к и й А. А. Городские гаражи и стоянки. М.: Изд-во литературы по строительству, 1972. 135 с.
13. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений /А. С. Городецкий, В. И. Зоворицкий, А. И. Лантух-Лященко и др. М.: Транспорт, 1981. 143. с.
14. М и т р о п о л ь с к и й Н. М. Методология проектирования мостов. М.: Автотрансиздат, 1958. 292 с.
15. Н а д е ж и н Б. М. Мосты и путепроводы в городах. М.: Стройиздат, 1964. 287 с.
16. Пассажирские монорельсовые дороги /В. В. Чиркин, О. С. Петренко, А. С. Михайлов, Ю. М. Галонен. М.: Транспорт, 1969. 238 с.

17. Попов В. И. Численные методы расчета мостовых конструкций на ЭВМ/МАДИ. М., 1981. 78 с.
18. Потапкин А. А. Проектирование стальных мостов с учетом пластических деформаций. М.: Транспорт, 1984. 200 с.
19. Пространственные расчеты мостов/Б. Е. Улицкий, А. А. Потапкин, В. И. Руденко, И. Д. Сахарова и др. М.: Транспорт, 1967. 403 с.
20. Проектирование деревянных и железобетонных мостов/А. А. Петропавловский, Н. Н. Богданов, А. В. Носарев, А. В. Теплицкий; Под ред. А. А. Петропавловского. М.: Транспорт, 1978. 359 с.
21. Проектирование металлических мостов/А. А. Петропавловский, Н. Н. Богданов, Н. Г. Бондарь и др. Под ред. А. А. Петропавловского. М.: Транспорт, 1982. 320 с.
22. Пунин А. Л. Архитектура современных зарубежных мостов. Л.: Стройиздат, 1974. 168 с.
23. Рвачев Ю. А. Машинное проектирование автодорожных мостов. М.: Транспорт, 1983. 256 с.
24. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции /Госстрой СССР. М.: ЦИТЛ Госстроя СССР, 1985. 79 с.
25. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы/Госстрой СССР. М.: ЦИТЛ Госстроя СССР, 1985. 200 с.
26. Стрелецкий Н. Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. М.: Транспорт, 1981. 260 с.
27. Уматский А. А. Строительная механика самолета. М.: Оборонгиз, 1961. 528 с.
28. Шаповал И. П. Проектирование мостов и путепроводов на автомобильных дорогах. Киев: Будівельник, 1978. 192 с.
29. Шастин Е. А. Методические указания по расчету на прочность железобетонных элементов при совместном действии изгиба с кручением/МАДИ. М. 1984. 32 с.
30. Dabrowski R. Gekrümmte dünnwandige Träger. — Berlin/Heidelberg/ New-York: Springer — Verlag, 1968 325 s.
31. Schindler A., Bures J., Pechar J. Navrhování ocelových mostů — Praha: SNTL, 1980. 484 s.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

А

- Автоматизация проектирования транспортных сооружений 375—379
- Автостоянки надземные:
 - механизированные 429—430
 - с наклонным перекрытием 427
 - со спиральными рампами 426—427
 - с полурампами 427
- Амортизирующие устройства на городских транспортных сооружениях 359
- Армирование:
 - монорельсов 390
 - опор 104—105, 124—125
 - подпорных стен 407—408
- Армирование пролетных строений железобетонных эстакад:
 - коробчатых монолитных 64—69
 - сборных 90—91, 95—98
 - плитных монолитных 41—46
 - сборно-монолитных 47—51
 - сборных 74—75
 - ребристых монолитных 53—56
 - сборно-монолитных 56—60
 - сборных 82—83
- Армирование путепроводов 119—120
- Архитектурные требования к городским мостам 8, 25—28

Б

- Барьеры безопасности см. Ограждения
- Бетонирование пролетных строений:
 - навесное 39
 - на сплошных подмостях 37
 - попролетное 37
- Биконструкции 293—298
- Бимомент 161

В

- Вариантное проектирование:
 - автоматизация 379—382
 - сравнение вариантов 365
- Вертолетные площадки 432—438
- Вес вертолетов 433
- Виадуки 5
- Вместимость автостоянок 427, 430—432
- Водоотвод на городских мостах 347—348

- Временные эстакады см. Эстакады сборно-разборные
- Выбор места расположения моста 9—11
- типа поперечного сечения эстакад 367—368
- — сборных элементов пролетных строений эстакад 370—372
- Вылет консолей ортотропной плиты проезжей части 247
- консольных свесов железобетонной плиты 40, 92
- Высота:
 - габарита 16, 17
 - ограждений (барьеров безопасности) 356—358
 - осветительных мачт 361
 - пешеходных мостов 329
 - подпорных стен набережных 400, 402—405, 412
 - пролетных строений железобетонных коробчатых 60—61, 89, 119
 - — — плитных 40—41, 74, 116
 - — — ребристых 55, 82
 - металлических коробчатых 368—369
 - — — сталежелезобетонных 241, 243
 - — — цельнометаллических 246—247
 - путепроводов 116
 - сборных железобетонных балок 57
 - свободная под эстакадами 13

Г

- Габариты приближения конструкций городских мостов 15—17
- Гибкая железобетонная леита 335

Д

- Деформации железобетонных пролетных строений эстакад:
 - относительные продольные 220—224
 - угловые 220—224
 - ползучести и усадки 224—229
 - Деформации контура коробчатых пролетных строений железобетонных 171—184
 - — — — — металлических 305
- 311

— ползучести и усадки бетона сталежелезобетонных балок 298—305
Деформационные швы в мостах 349—352
Длина сборных железобетонных балок 57
Дрены 405

И

Изгиб с кручением железобетонных коробчатых пролетных строений 201—207
Интенсивность движения транспорта приведенная 14
— пешеходного движения 14

К

Касательные напряжения в сечениях железобетонных пролетных строений 214—219
Клееные деревянные конструкции 331—332
Коммуникации городские, размещение в мостах 363—364
Коэффициенты:
аэродинамический 22—23
влияния формы сечения 319
депланации сечения 135
динамический 21—22
защемления поперечной балки 322—323
надежности 18, 25
ортотропности 284
поперечной установки 145
приведения к однородному легковому движению 14
продольного изгиба 323
распределения движения в одном направлении 14
редукционный 277
трения скольжения опорных частей 108
условий работы 25

М

Методы расчета железобетонных эстакад:
балочного ростверка 133—135, 139—140
безмоментной теории 136
вариационный В. З. Власова 136
внецентренного сжатия 150—153
конечных разностей 138—139
конечных элементов 142—144
коэффициента поперечной установки 144—150
плитно-балочных конструкций 140—142
складчатых оболочек 140
теории упругости 136—138
Методы расчета металлических эстакад 265

Моменты инерции сечения 210

Монорельсовые дороги:

для поездов на воздушной подушке 386
навесные 385—386
подвесные 386

Монорельсы 388—389

Монтажные балки:

сборно-разборных эстакад 260—262
цельнометаллических пролетных строений 251—253

Монтажные стыки:

в ортотропной плите проезжей части 249—250
стенки металлических пролетных строений 254—255
цельнометаллических пролетных строений 251—252

Монтаж сборных железобетонных эстакад 71—74

Н

Навесная сборка железобетонных эстакад 73—74

Навесное бетонирование пролетных строений 39

Нагрузки:

временные 18—23
для монорельсовых дорог 395—396
на подпорные стены 414—416
постоянные 17

Нормальные напряжения в сечениях железобетонных пролетных строений 212—214

О

Обогрев:

лестниц и пандусов пешеходных мостов 347
покрытий проезжей части 347

Объединение железобетонной плиты со стальными балками 243—245

Объединенные конструкции см. Пролетные строения сталежелезобетонные

Ограждения на городских транспортных сооружениях:

ветрозащитные 358
гибкие 355—356
жесткие 355
защитные полужесткие 353—354
перильные 357
противошумные 360
совмещенные 356

Омоиоличивание элементов сборных пролетных строений:

плитных 47—49, 76—77
ребристых 58—60, 85—89

Опорные диафрагмы коробчатых пролетных строений 69—70

Опорные части:
 валковые 110
 катковые 108—109
 резиновые 108
 тангенциальные 108
 Опоры железобетонных эстакад:
 безростверковые 105
 опоры-стенки 105
 рамные 105—107
 стоечные 101—104
 столбчатые 101—104
 Опоры металлических эстакад:
 качающиеся 257—258
 рамные 258
 сборно-разборные 263
 столбчатые 256—257
 Организация движения на под-
 ходах к мосту 11—12
 Ортотропная плита проезжей части:
 конструкция 246, 248—251
 расчет 266—279
 Освещение на городских транспорт-
 ных сооружениях 361—363
 Освещенность проезжей части го-
 родских мостов 361
 Ответвления эстакад 127—128

П

Пандусы пешеходных мостов 331
 Пешеходные мосты:
 вантовые 340—342
 деревянные 331—333
 железобетонные 333—337
 закрытые 331
 металлические 337—341
 рамные 332—333, 337—339
 Планировка подходов к месту 11—12
 — транспортных пересечений 122—
 123
 Подвеска вагонов монорельсовых
 дорог 387—388
 Подпорные стены набережных:
 массивные 401
 монолитные железобетонные 402—
 405
 ряжевые 407
 сборно-монолитные 408—409
 сборные железобетонные 405—407
 шпунтовые 412—415
 Покрытия вертолетных площадок 436
 — проезжей части мостов, эстакад
 и путепроводов 345—346
 Поперечные рамы жесткости ко-
 робчатых конструкций 311—313
 — связи коробчатых пролетных
 строений 313—314
 Продольная навивка пролетных
 строений монолитных 39
 — — — — — сборных 72—73
 Поперечные сечения железобетон-
 ных пролетных строений:
 грибовидных 42

коробчатых монолитных 60—63, 67
 — сборно-монолитных 63—64
 — сборных 91—95
 плитных монолитных 40—41
 — сборно-монолитных 46—48
 — сборных 74—76
 ребристых монолитных 53—54
 — сборно-монолитных 57—58
 — сборных 84—85
 сборно-разборных 99—100
 температурно-неразрезных 52—53
 Поперечные сечения железобетон-
 ных путепроводов 116—117
 — — — шпунтин 413—414
 Поперечные сечения металлических
 пролетных строений:
 сборно-разборных 259—263
 с ортотропной плитой проезжей
 части 246—247
 сталежелезобетонных 240—246
 цельнометаллических 251—253
 Поперечные сечения монорельсовых
 дорог 385—386, 388—389
 — — — опор железобетонных эстакад
 101—106
 — — — металлических эстакад 257—
 258
 Поперечные сечения пешеходных мо-
 стов:
 деревянных 322—333, 336—337
 железобетонных 333—334, 337
 закрытых 331
 металлических 338—341
 Поперечные сечения подпорных стен
 401—403, 405—406, 412
 — — эстакад транспортных пересе-
 чений 123—125
 Продольные уклоны:
 взлетно-посадочных площадок
 для вертолетов 435
 пандусов 331
 перекрытий автостоянок 427
 пешеходных мостов 329
 эстакад 13
 Пролетные строения железобетон-
 ных эстакад:
 грибовидные 41
 коробчатые монолитные 60—63,
 65—70
 — сборно-монолитные 63—64, 70
 — сборные 89—98
 косые 44—46, 53, 86
 криволинейные 43, 46, 53, 86—87,
 98
 плитные монолитные 39—46
 — сборно-монолитные 46—53
 — сборные 74—82
 ребристые монолитные 53—56
 — сборно-монолитные 56—60
 — сборные 82—89
 температурно-неразрезные 53, 80

Пролетные строения из алюминиевых сплавов 243
 Пролетные строения металлических эстакад:
 вантовые 237—238
 сборно-разборные 259—264
 цельнометаллические 246—256
 Пролетные строения сталежелезобетонные 239—246
 Пролеты вантово-балочных мостов 367
 Пролеты железобетонных эстакад:
 коробчатых монолитных 60
 — сборных 89
 плитных монолитных 40
 — сборно-монолитных 47
 — сборных 74
 ребристых сборных 82
 Пролеты металлических эстакад и путепроводов 237—238
 — монорельсовых дорог 386, 388—390
 — пешеходных мостов 329, 338—339
 — путепроводов 14, 112—113
 — сборно-разборных эстакад 259
 — сталежелезобетонных несущих конструкций 245
 Пропускная способность монорельсовых дорог 383
 — — пешеходного моста 17
 Путепроводы:
 арочные 121
 вантовые 115
 железобетонные 112—121
 плитные 116—117, 119
 рамные 118—119

Р

Рабочая документация 366
 Рабочий проект 365
 Радиусы горизонтальных кривых:
 городских эстакад 13
 монорельсовых дорог 394
 сборно-разборных эстакад 259, 264
 Разветвления эстакад 127—128
 Размеры вертолетных площадок 435
 Расстояние между поперечными связями коробчатых металлических пролетных строений 246
 — — ребрами железобетонных пролетных строений монолитных 53
 — — — — — сборных 84—85
 — — — — — металлических коробчатых пролетных строений 369—370
 — — стенками коробчатых железобетонных блоков 92
 — — — — — металлических пролетных строений 247—248
 Расход материалов на пролетные строения 365—366

Расчет железобетонных пролетных строений:
 коробчатых на кручение 157—180
 плитных 153—156
 ребристых 144—153
 Расчет защитных ограждений 360—361
 Расчет металлических эстакад:
 диафрагм 314
 коробчатых балок на кручение 305—311
 — — — — — постоянной кривизны 286—293
 косых пролетных строений 314—317
 криволинейных балок 293—298
 ортотропной плиты проезжей части 265—281
 поперечных рам жесткости 311—313
 решетчатых связей 313—314
 сталежелезобетонных балок 298—305
 элементов проезжей части на устойчивость 317—328
 Расчет монорельсов 396—399
 — опор 233—237
 — перекрытий вертолетных площадок 436—438
 — пешеходного моста 341—344
 — подпорных стен 414—424
 — по предельным состояниям 23—24

С

Свесы опорных диафрагм 56
 Системы автоматизированного проектирования 376—379
 — городских мостов 34—36
 — железобетонных путепроводов 112—115
 Скорость движения поездов монорельсовых дорог 383, 385
 Станции монорельсовых дорог 391—393
 Статический момент сечения 209
 Стесненное кручение коробчатых пролетных строений:
 железобетонных 161—171
 металлических 286—293
 Стрелочные переводы монорельсовых дорог 390—391
 Стыки между коробчатыми балками:
 клеевые 96
 мокрые 96
 сухие 96
 Стыки надпорные пролетных строений:
 плитных 49—51, 78—81
 ребристых 58—60, 83—89
 Стыки сборных конструкций эстакад в пролете 80—82

Сходы пешеходных мостов 329—331

— с набережных 409—410

Т

Теория старения бетона 225—228

Типы пролетных строений городских мостов 34—36

Толщина:

железобетонной плиты проезжей части 53, 60—62

железобетонных опалубочных плит 57, 63

плиты сталежелезобетонных пролетных строений 239—240

подпорных стен 402—403

покрывающего листа ортотропной плиты проезжей части 248

покрытий проезжей части 345

ребер монолитных пролетных строений 53, 54

свесов плитных пролетных строений 40

стенок железобетонных коробчатых балок 60—61

Тоннельный эффект 112

Трамвайные пути на городских мостах 347—348

Транспортные пересечения многоярусные железобетонные:

конструкция 123—128

типы 121—123

Требования к городским мостам 8—12

— — путепроводам 13—14

— — эстакадам 12—13

Тыловая сборка 72—73

У

Упоры железобетонных плит проезжей части 243

Упругая пластинка 132

Упругие стержни 131—132

Упругий брус 131

Уравнение оси балки 185

Устойчивость металлических пролетных строений:

местная 318

общая 318—328

продольных ребер ортотропной плиты 323

сжатой ортотропной плиты 321—323

Устойчивость подпорной стены 423—424

Уширение набережных 410—411

Ф

Фиксаторы коробчатых железобетонных блоков 96—97

Х

Хомуты напрягаемые 68

Ц

Цилиндрическая складчатая оболочка 132

Ч

Число мест стоянок 432

— полос движения 14

Ш

Ширина:

габарита 17

городских мостов 10—11, 15

железобетонных пролетных строений 40, 60, 63

металлических коробчатых балок 247—248

— эстакад 238

моста 10

пешеходных мостов 17, 329

подпорных стен 402—403

полос безопасности 16

полосы движения 14—15

проезжей части 16

ригеля опоры 371—372

сборных коробчатых блоков 89, 92

тротуаров 14, 16

швов между коробчатыми блоками 96

эстакад и путепроводов 14

Шаг бетонных быков подпорных стен 403

— диафрагм и связей 374—375

— одностенчатых балок в металлических пролетных строениях 246

— сборных железобетонных балок 57

— стоек ограждений 356

Э

Эстакады:

вантовые металлические 237—238

виды 5—7, 237—239

сборно-разборные железобетонные 98—100

— металлические 259—264

Эффективная ширина плиты стального пролетного строения 281—282

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава 1. Общие сведения	5
1.1. Виды городских транспортных сооружений	5
1.2. Основные требования к городским мостам	8
1.3. Основные требования к эстакадам, путепроводам и сложным транспортным пересечениям	12
1.4. Габариты приближений конструкций городских мостов и других транспортных сооружений	15
1.5. Нагрузки и воздействия на городские мосты и транспортные сооружения	17
1.6. Общие положения по расчету городских мостов и транспортных сооружений	23
1.7. Архитектура городских мостов и транспортных сооружений	25
1.8. Исторический очерк развития городских мостов и транспортных сооружений	28
1.9. Основные системы, типы пролетных строений и опор эстакад и путепроводов	34
Глава 2. Монолитные и сборно-монолитные пролетные строения эстакад	37
2.1. Методы возведения пролетных строений эстакад из монолитного и сборно-монолитного железобетона	37
2.2. Конструкция монолитных плитных пролетных строений эстакад	39
2.3. Конструкция сборно-монолитных плитных пролетных строений	46
2.4. Конструкция ребристых пролетных строений эстакад	53
2.5. Конструкция коробчатых пролетных строений	60
Глава 3. Сборные железобетонные пролетные строения эстакад	71
3.1. Методы возведения сборных пролетных строений	71
3.2. Конструкция сборных плитных пролетных строений эстакад	74
3.3. Конструкция сборных ребристых пролетных строений эстакад	82
3.4. Конструкция сборных коробчатых пролетных строений эстакад	89
3.5. Сборно-разборные эстакады	98
Глава 4. Опоры и опорные части железобетонных эстакад	101
4.1. Конструкция стоечных и столбчатых опор	101
4.2. Конструкция опор-стен и рамных опор	105
4.3. Опорные части	107
Глава 5. Железобетонные путепроводы и сложные транспортные пересечения	112
5.1. Разновидности железобетонных путепроводов	112
5.2. Конструкция железобетонных путепроводов	116
5.3. Основные типы многоярусных железобетонных транспортных пересечений	121
5.4. Особенности конструкций многоярусных железобетонных транспортных пересечений	123

Глава 6. Расчет пролетных строений железобетонных эстакад и путепроводов	129
6.1. Общие положения	129
6.2. Расчетные модели и методы расчета пролетных строений эстакад и путепроводов	130
6.3. Методы коэффициента поперечной установки	144
6.4. Обобщенный метод внецентренного сжатия	150
6.5. Особенности расчета плитных пролетных строений с точечным опиранием	153
Глава 7. Кручение коробчатых пролетных строений железобетонных эстакад	157
7.1. Общие положения	157
7.2. Расчет на стесненное кручение	161
7.3. Расчет на деформацию контура	171
Глава 8. Расчет криволинейных пролетных строений железобетонных эстакад	185
8.1. Определение внутренних усилий и опорных реакций в криволинейных балках пролетных строений	185
8.2. Расчет разрезных балок постоянной кривизны	191
8.3. Расчет криволинейных балок произвольного вида	195
8.4. Расчет на прочность железобетонных коробчатых сечений при совместном действии изгиба с кручением	201
8.5. Геометрические характеристики сечений для расчета на изгиб	208
8.6. Определение нормальных напряжений	212
8.7. Определение касательных напряжений	214
Глава 9. Перемещения и деформации криволинейных железобетонных пролетных строений эстакад и расчет опор	220
9.1. Относительные деформации и перемещения пролетных строений эстакад	220
9.2. Определение перемещений в разрезной балке постоянной кривизны	222
9.3. Длительные деформации бетона и их влияние на нормальные напряжения в сечениях балок пролетных строений	224
9.4. Влияние усадки и ползучести бетона на деформации и усилия в статически неопределимых системах	229
9.5. Расчет опор железобетонных эстакад	233
Глава 10. Металлические эстакады и путепроводы	237
10.1. Разновидности эстакад и путепроводов	237
10.2. Конструкция пролетных строений, объединенных с железобетонной плитой проезжей части	239
10.3. Конструкция цельнометаллических пролетных строений	246
10.4. Опоры металлических эстакад и путепроводов	256
10.5. Сборно-разборные эстакады	259
Глава 11. Расчет металлических эстакад	265
11.1. Общие положения	265
11.2. Расчет на прочность ортотропной плиты проезжей части	265
11.3. Учет неравномерности распределения нормальных напряжений по ширине сечений	281
11.4. Расчет криволинейных коробчатых балок пролетных строений с постоянной кривизной	286
11.5. Расчет криволинейных балок с открытым контуром как биконструкций	293
11.6. Расчет сталежелезобетонных криволинейных балок с учетом длительных деформаций бетона плиты	298
11.7. Учет деформаций контура при расчете металлических коробчатых пролетных строений на кручение	305

11.8. Расчет поперечных элементов конструкции коробчатых пролетных строений	311
11.9. Расчет косых коробчатых пролетных строений	314
11.10. Устойчивость элементов пролетных строений	317
Глава 12. Пешеходные мосты	329
12.1. Основные виды и системы пешеходных мостов	329
12.2. Конструкция деревянных пешеходных мостов	331
12.3. Конструкция железобетонных пешеходных мостов	333
12.4. Конструкция металлических пешеходных мостов	337
12.5. Расчет пешеходного моста в виде гибкой ленты	341
Глава 13. Элементы проезжей части городских мостов, эстакад и путепроводов	345
13.1. Покрытие проезжей части и водоотвод	345
13.2. Деформационные швы	349
13.3. Ограждения	352
13.4. Основы расчета защитных ограждений	360
13.5. Освещение	361
13.6. Размещение городских коммуникаций	363
Глава 14. Основы проектирования эстакад и путепроводов	365
14.1. Общие положения	365
14.2. Выбор основных параметров пролетных строений	366
14.3. Назначение шага диафрагм и связей в коробчатых пролетных строениях	374
14.4. Общие сведения об автоматизации проектирования транспортных сооружений	375
14.5. Автоматизация вариантного проектирования	379
Глава 15. Эстакады монорельсовых дорог	383
15.1. Общие сведения о монорельсовых дорогах	383
15.2. Конструкция монорельсовых дорог	385
15.3. Основные данные для проектирования эстакад монорельсовых дорог	393
15.4. Основы расчета монорельсов	396
Глава 16. Подпорные стены городских набережных	400
16.1. Общие сведения	400
16.2. Подпорные стены монолитной конструкции	402
16.3. Подпорные стены сборной и сборно-монолитной конструкции	405
16.4. Уширение набережных и сходы с них	409
16.5. Конструкция анкерных и шпунтовых подпорных стен	412
16.6. Основы расчета массивных и железобетонных подпорных стен	414
16.7. Особенности расчета шпунтовых и анкерных подпорных стен	420
Глава 17. Надземные автостоянки и вертолетные площадки в городах	425
17.1. Виды многоэтажных надземных автостоянок и особенности их конструкций	425
17.2. Определение вместимости и числа мест стоянок	431
17.3. Вертолетные площадки в городах	432
Список литературы	438
Предметный указатель	439

Учебник

Гибшман Михаил Евгеньевич, Попов Виктор Иванович

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Предметный указатель составила *К. М. Ивановская*

Переплет художника *О. В. Шаницкого*

Технический редактор *Р. А. Иванова*

Корректор-вычитчик *В. Н. Яговкина*

Корректор *Л. А. Петрова*

ИБ № 3320

Сдано в набор 10.08.87. Подписано в печать 24.02.88. Т-08127
Формат 60×90¹/₁₆ Бум. офс. № 1. Гарнитура литературная. Офсетная печать.
Усл. печ. л. 28. Усл. кр.-отт. 28. Уч.-изд. л. 32,8 Тираж 9500 экз. Заказ 633.
Цена 1 р. 50 к. Изд. № 1-1-1/15 № 3253

Ордена «Знак Почета» издательство «ТРАНСПОРТ»,
103064, Москва, Басманный туп., 6а

Московская типография № 4 Союзполиграфпрома
при Государственном комитете СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли,
129041, Москва, Б. Переяславская ул., 46.